



MATEUS JOSÉ PARENTE SOARES DO NASCIMENTO

ANÁLISE DA INFLUÊNCIA DO FORMATO DE EDIFÍCIOS SUBMETIDOS A CARGAS GRAVITACIONAIS E LATERAIS NA EFICIÊNCIA ESTRUTURAL

BRASÍLIA
2016

MATEUS JOSÉ PARENTE SOARES DO NASCIMENTO

**ANÁLISE DA INFLUÊNCIA DO FORMATO DE
EDIFÍCIOS SUBMETIDOS A CARGAS
GRAVITACIONAIS E LATERAIS NA EFICIÊNCIA
ESTRUTURAL**

Trabalho apresentado no Centro
Universitário de Brasília de acordo com
o programa da Faculdade de
Tecnologia e Ciências Sociais
Aplicadas, como pré-requisito para a
conclusão do curso de engenharia
civil.

Orientadora: Nathaly Sarasty Narváez

BRASÍLIA
2016

MATEUS JOSÉ PARENTE SOARES DO NASCIMENTO

ANÁLISE DA INFLUÊNCIA DO FORMATO DE EDIFÍCIOS SUBMETIDOS A CARGAS GRAVITACIONAIS E LATERAIS NA EFICIÊNCIA ESTRUTURAL

Trabalho apresentado no Centro
Universitário de Brasília de acordo
com o programa da Faculdade de
Tecnologia e Ciências Sociais
Aplicadas, como pré-requisito para a
conclusão do curso de engenharia
civil.

BRASÍLIA, 2016.

Banca Examinadora:

Nathaly Sarasty Narváez
Orientadora

Rosanna Duarte Fernandes Dutra
Examinadora Interna

João da Costa Pantoja
Examinador Externo

Resumo

O estudo da eficiência estrutural tem se mostrado de fundamental importância para a engenharia estrutural moderna. A busca pelos sistemas, designs e formatos estruturais mais econômicos, seguros, funcionais e resistentes possibilita o desenvolvimento de prédios cada vez mais altos. O presente trabalho tem como objetivo analisar a influência do formato de edifícios submetidos a carregamentos gravitacionais adicionais, ações do vento e abalos sísmicos na eficiência estrutural. Por meio do software de cálculo estrutural de método dos elementos finitos ETABS[®] v15.0, busca-se comparar as análises referentes as reações por andar, reações máximas nos pilares e vigas e deslocamentos resultantes máximos por andar. Os edifícios utilizados no trabalho possuem o mesmo volume, são simétricos e analisados em 3 categorias: na primeira, são analisados 5 edifícios diferenciados entre altura e área dos pavimentos, na segunda, são analisados 5 edifícios de mesma altura diferenciados entre a relação da área da base pela área do topo, e na terceira, são analisados 5 edifícios de alturas e áreas iguais com diferenças no formato geométrico de seus pavimentos. O estudo de todas as comparações estabelece uma relação estatística com a finalidade de entender as diferenças de eficiências estruturais.

Palavras-chave: Análise estrutural. ETABS. Formatos diferentes. Comparação estrutural.

Abstract

The study of structural efficiency has been shown to be of fundamental importance for modern structural engineering. The search for more economic, safe, functional and resistant systems, designs and structural shapes enables the development of increasingly tall buildings. This study aims to analyze the influence of the buildings submitted to its own weight, wind and seismic actions in structural efficiency. Through the structural calculation software with finite element method ETABS[®] v15.0, is sought to compare the analyzes regarding the reactions in the support base, maximum shear forces, maximum bending moments and maximum resultant displacement. The buildings used in this work have the same volume, are symmetrical and analyzed in 3 categories: firstly, are analyzed 5 different buildings with differences between height and area of floors, secondly, are analyzed 5 buildings of the same height and differentiated between the ratio of the base area by the top area, and thirdly, are analyzed 5 buildings with the same heights and areas differentiated in the geometric shape of their surfaces. The study of all the comparisons establishes a statistical relationship in order to understand the differences of structural efficiencies.

Keywords: Structural analysis. ETABS. Different shapes. Structural comparison.

Sumário

1.	Introdução	1
1.1.	Considerações iniciais.....	2
1.2.	Objetivos.....	2
1.3.	Escopo do Trabalho	3
2.	Revisão Bibliográfica	4
2.1.	Cargas em edificações.....	4
2.2.	Vento	4
2.2.1.	Ventos em edificações	5
2.2.2.	Normatizações	6
2.2.3.	Danos causados pelo vento	7
2.3.	Sismo	8
2.3.1.	Sismos nas edificações	10
2.3.2.	Terremotos no Brasil.....	14
2.3.3.	Análise Sísmica	14
2.3.4.	Análise pelo Espectro de Resposta.....	16
2.3.5.	Normatizações	16
2.4.	Método dos Elementos Finitos	18
2.5.	Considerações Sobre Cargas Laterais	18
2.5.1.	Drift.....	19
2.5.2.	P-Delta.....	20
3.	Metodologia e Modelos	22
3.1.	Dados Gerais	22
3.1.1.	Propriedades dos Materiais.....	23
3.1.2.	Descrições dos Edifícios	23
3.1.3.	Cargas Atuantes	23
3.2.	Modelos.....	28
3.2.1.	Primeiro Grupo	29
3.2.2.	Segundo Grupo.....	32
3.2.3.	Terceiro Grupo	34
3.2.4.	Considerações	36
4.	Resultados	38
4.1.	Modelo Principal.....	38
4.2.	Primeiro Grupo	48
4.2.1.	Ações Gravitacionais	48
4.2.2.	Ações Sísmicas	53
4.2.3.	Ações do Vento.....	60

4.2.4. <i>Influência do P-Delta</i>	67
4.3. Segundo Grupo	74
4.3.1. <i>Ações Gravitacionais</i>	74
4.3.2. <i>Ações Sísmicas</i>	79
4.3.3. <i>Ações do Vento</i>	86
4.4. Terceiro Grupo	92
4.4.1. <i>Ações Gravitacionais</i>	92
4.4.2. <i>Ações Sísmicas</i>	97
4.4.3. <i>Ações do Vento</i>	103
4.5. <i>Análise dos Resultados</i>	109
5. Conclusão	111
6. Referências	114

Lista de Figuras

Figura 2.1 - Gradiente de velocidade do vento	5
Figura 2.2 - Efeito do vento em uma edificação	6
Figura 2.3 - Tipos de ondas sísmicas	9
Figura 2.4 - Comparação entre acelerações causadas por sismos e ventos em um edifício.....	10
Figura 2.5 - Deslocamentos de uma estrutura com taxa de amortecimento de 5% e 0%.....	12
Figura 2.6 - Modos de um sistema de pórtico de três andares	13
Figura 2.7 - Deslocamento resultante e os respectivos modos.....	13
Figura 2.8 - Mapeamento dos sismos ocorridos no Brasil	14
Figura 2.9 – Espectros de resposta em função do tempo: (a) deslocamentos; (b) velocidades e (c) aceleração.....	15
Figura 2.10 - Espectro de resposta para cidades ao lado do Oceano Pacífico para solos densos	16
Figura 2.11 - Períodos do espectro de resposta segundo a ASCE 7-10.....	17
Figura 2.12 - Reações causadas pelas cargas gravitacionais e laterais	19
Figura 2.13 - Deslocamento lateral entre andares	19
Figura 2.14 - Comparação entre sistemas estruturais	20
Figura 2.15 - Cargas gravitacionais aplicadas com o deslocamento lateral da estrutura	21
Figura 2.16 - Contribuições do efeito P-Delta para uma coluna.....	21
Figura 3.1 - Diafragma no modelo principal	25
Figura 3.2 - Dados sísmicos da cidade de Quito, Equador.	27
Figura 3.3 - Espectro de resposta da cidade de Quito, Equador.....	28
Figura 3.4 – Modelo principal em vista tridimensional.....	29
Figura 3.5 - Modelo 1 de 4 andares em vista tridimensional	30
Figura 3.6 – Modelo 2 de 9 andares em vista tridimensional	31
Figura 3.7 - Modelo 3 de 36 andares em vista tridimensional	31
Figura 3.8 - Modelo 4 de 64 andares em vista tridimensional	32
Figura 3.9 - Modelo 5 em vista tridimensional.....	33
Figura 3.10 - Modelo 6 em vista tridimensional.....	33
Figura 3.11 - Modelo 7 em vista tridimensional	34
Figura 3.12 - Modelo 8 em vista tridimensional.....	34
Figura 3.13 - Modelo 9 em vista tridimensional e superior	35
Figura 3.14 - Modelo 10 em vista tridimensional e superior	35
Figura 3.15 - Modelo 11 em vista tridimensional e superior	36
Figura 3.16 - Modelo 12 em vista tridimensional e superior	36
Figura 4.1 - Deslocamentos verticais máximos no modelo 0	39
Figura 4.2 - Deslocamentos horizontais máximos no modelo 0	40
Figura 4.3 – Deslocamentos em milímetros provocados pela gravidade no modelo 0.....	40
Figura 4.4 - Deslocamentos tridimensionais dos modos devido a atividade sísmica no modelo 0	41
Figura 4.5 – Deslocamento em milímetros da superposição modal em X devido a atividade sísmica no modelo 0	42
Figura 4.6 - Deslocamento devido a ação do vento em X no modelo 0	42
Figura 4.7 - Forças e momentos máximos nos pilares e vigas no modelo 0.....	43

Figura 4.8 - Momentos por andares nos diferentes eixos globais no modelo 0	46
Figura 4.9 - Deslocamentos horizontais totais e entre andares e seus inferiores no modelo 0	47
Figura 4.10 - Primeiro grupo em vista tridimensional	48
Figura 4.11 - Reações na base devido as cargas gravitacionais no primeiro grupo ...	49
Figura 4.12 - Deslocamentos máximos devido as cargas gravitacionais no primeiro grupo.....	50
Figura 4.13 - Reações máximas nas vigas e nos pilares devido as cargas gravitacionais no primeiro grupo	51
Figura 4.14 - Forças verticais por andar devido as cargas gravitacionais no primeiro grupo.....	52
Figura 4.15 - Momentos fletores por andar devido as cargas gravitacionais no primeiro grupo.....	52
Figura 4.16 - Reações na base devido as atividades sísmicas no primeiro grupo.....	54
Figura 4.17 - Deslocamentos máximos devido as atividades sísmicas no primeiro grupo.....	55
Figura 4.18 – Reações máximas nas vigas e nos pilares devido as atividades sísmicas no primeiro grupo	56
Figura 4.19 - Forças horizontais por andar devido as atividades sísmicas no primeiro grupo.....	57
Figura 4.20 - Momentos fletores por andar devido as atividades sísmicas no primeiro grupo.....	58
Figura 4.21 - Momentos torsores por andar devido as atividades sísmicas no primeiro grupo.....	58
Figura 4.22 - Deslocamentos horizontais por andar devido as atividades sísmicas no primeiro grupo	59
Figura 4.23 - Deslocamentos horizontais entre andares devido as atividades sísmicas no primeiro grupo	59
Figura 4.24 - Reações na base devido ao vento no primeiro grupo	61
Figura 4.25 – Deslocamentos máximos devido ao vento no primeiro grupo	62
Figura 4.26 - Reações máximas nas vigas e nos pilares devido ao vento no primeiro grupo.....	63
Figura 4.27 - Forças horizontais por devido ao vento no primeiro grupo	64
Figura 4.28 - Momentos fletores por andar devido ao vento no primeiro grupo	64
Figura 4.29 - Momentos torsores por andar devido ao vento no primeiro grupo.....	65
Figura 4.30 - Deslocamentos horizontais por andar devido ao vento no primeiro grupo	66
Figura 4.31 - Deslocamentos horizontais entre andares devido ao vento no primeiro grupo.....	66
Figura 4.32 - Influência do P-Delta devido as ações sísmicas no primeiro grupo	68
Figura 4.33 - Influência do P-Delta devido ao vento no primeiro grupo	69
Figura 4.34 - Influência do P-Delta nas forças horizontais por andar devido as ações sísmicas no primeiro grupo	69
Figura 4.35 - Influência do P-Delta nos momentos torsores por andar devido as ações sísmicas no primeiro grupo	70
Figura 4.36 - Influência do P-Delta nos momentos fletores por andar devido as ações sísmicas no primeiro grupo	70
Figura 4.37 - Influência do P-Delta nas forças horizontais por andar devido ao vento no primeiro grupo	71
Figura 4.38 - Influência do P-Delta nos momentos fletores por andar devido ao vento	

no primeiro grupo	72
Figura 4.39- Influência do P-Delta nos momentos torsores por andar devido ao vento no primeiro grupo	72
Figura 4.40 - Influência do P-Delta nos deslocamentos por andar devido as ações sísmicas no primeiro grupo	73
Figura 4.41 - Influência do P-Delta nos deslocamentos por andar devido ao vento no primeiro grupo	73
Figura 4.42 - Segundo grupo em vista tridimensional	74
Figura 4.43 - Reações na base devido as cargas gravitacionais no segundo grupo ..	75
Figura 4.44 - Deslocamentos máximos devido as cargas gravitacionais no segundo grupo.....	76
Figura 4.45 - Reações máximas nas vigas e nos pilares devido as cargas gravitacionais no segundo grupo	77
Figura 4.46 - Forças verticais por andar devido as cargas gravitacionais no segundo grupo.....	78
Figura 4.47 - Momentos fletores por andar devido as cargas gravitacionais no segundo grupo	78
Figura 4.48 - Reações na base devido as atividades sísmicas no segundo grupo	80
Figura 4.49 - Deslocamentos máximos devido as atividades sísmicas no segundo grupo.....	81
Figura 4.50 - Reações máximas nas vigas e nos pilares devido as atividades sísmicas no segundo grupo	82
Figura 4.51 - Forças horizontais por andar devido as atividades sísmicas no segundo grupo.....	83
Figura 4.52 - Momentos fletores por andar devido as atividades sísmicas no segundo grupo.....	84
Figura 4.53 - Momentos torsores por andar devido as atividades sísmicas no segundo grupo.....	84
Figura 4.54 - Deslocamentos horizontais por andar devido as atividades sísmicas no segundo grupo	85
Figura 4.55 - Deslocamentos horizontais entre andares devido as atividades sísmicas no segundo grupo	85
Figura 4.56 - Reações na base devido ao vento no segundo grupo	86
Figura 4.57 - Deslocamentos máximos devido ao vento no segundo grupo	87
Figura 4.58 - Reações máximas nas vigas e nos pilares devido ao vento no segundo grupo.....	88
Figura 4.59 - Forças horizontais por andar devido ao vento no segundo grupo	89
Figura 4.60 - Momentos fletores por andar devido ao vento no segundo grupo	89
Figura 4.61 - Momentos torsores por andar devido ao vento no segundo grupo	90
Figura 4.62 - Deslocamentos horizontais por andar devido ao vento no segundo grupo	91
Figura 4.63 - Deslocamentos horizontais entre andares devido ao vento no segundo grupo.....	91
Figura 4.64 - Terceiro grupo em vista superior	92
Figura 4.65 - Reações na base devido as cargas gravitacionais no terceiro grupo	93
Figura 4.66 - Deslocamentos máximos devido as cargas gravitacionais no terceiro grupo.....	94
Figura 4.67 - Reações máximas nas vigas e nos pilares devido as cargas gravitacionais no terceiro grupo	95
Figura 4.68 - Forças verticais por andar devido as cargas gravitacionais no terceiro	

grupo.....	96
Figura 4.69 - Momentos fletores por andar devido as cargas gravitacionais no terceiro grupo.....	96
Figura 4.70 - Reações na base devido as atividades sísmicas no terceiro grupo.....	97
Figura 4.71 - Deslocamentos máximos devido as atividades sísmicas no terceiro grupo.....	98
Figura 4.72 - Reações máximas nas vigas e nos pilares devido as atividades sísmicas no terceiro grupo.....	99
Figura 4.73 - Forças horizontais por andar devido as atividades sísmicas no terceiro grupo.....	100
Figura 4.74 - Momentos fletores por andar devido as atividades sísmicas no terceiro grupo.....	100
Figura 4.75 - Momentos torsores por andar devido as atividades sísmicas no terceiro grupo.....	101
Figura 4.76 - Deslocamentos horizontais por andar devido as atividades sísmicas no terceiro grupo.....	102
Figura 4.77 - Deslocamentos horizontais entre andares devido as atividades sísmicas no terceiro grupo.....	102
Figura 4.78 - Reações na base devido ao vento no terceiro grupo.....	103
Figura 4.79 - Deslocamentos máximos devido ao vento no terceiro grupo.....	104
Figura 4.80 - Reações máximas nas vigas e nos pilares devido ao vento no terceiro grupo.....	105
Figura 4.81 - Forças horizontais por andar devido ao vento no terceiro grupo.....	106
Figura 4.82 - Momentos fletores por andar devido ao vento no terceiro grupo.....	107
Figura 4.83 - Momentos torsores por andar devido ao vento no terceiro grupo.....	107
Figura 4.84 - Deslocamentos horizontais por andar devido ao vento no terceiro grupo.....	108
Figura 4.85 - Deslocamentos horizontais entre andares devido ao vento no terceiro grupo.....	108
Figura 4.86 - Comparativo de eficiência em relação ao modelo principal.....	109
Figura 4.87 - Comparativo de relevância entre cargas aplicadas.....	110

Lista de Tabelas

Tabela 2.1 - Fatores avaliados nas normas NBR 6123 e ASCE 7-10	7
Tabela 2.2 - Escala de Fujita melhorada.....	8
Tabela 2.3 - Classificação dos solos segundo a ASCE 7-10	17
Tabela 3.1 - Propriedade do Material	23
Tabela 3.2 - Descrições dos edifícios	23
Tabela 3.3 - Cargas gravitacionais.....	24
Tabela 3.4 - Dados para cargas geradas pela ação do vento.....	26
Tabela 3.5 - Dados do modelo principal.....	29
Tabela 3.6 - Dados dos modelos do primeiro grupo	30
Tabela 3.7 - Dados dos modelos do segundo grupo.....	32
Tabela 3.8 - Dados dos modelos do terceiro grupo	35
Tabela 3.9 - Peso total dos modelos e proporção de peso em relação ao modelo principal.....	37
Tabela 4.1 - Informações para análise	38
Tabela 4.2 - Reações na base do modelo 0.....	38
Tabela 4.3 - Deslocamentos máximos do modelo 0	39
Tabela 4.4 - Forças e momentos máximos nas vigas no modelo 0	43
Tabela 4.5 - Forças e momentos máximos nos pilares no modelo 0	43
Tabela 4.6 - Forças e momentos nos andares pela atividade gravitacional no modelo 0.....	44
Tabela 4.7 - Forças e momentos nos andares pela atividade sísmica no modelo 0 ...	45
Tabela 4.8 - Forças e momentos nos andares pela atividade do vento no modelo 0 .	45
Tabela 4.9 - Deslocamentos horizontais totais e seus inferiores no modelo 0.....	46
Tabela 4.10 - Deslocamentos horizontais entre andares e seus inferiores no modelo 0	47
Tabela 4.11 - Reações na base devido as cargas gravitacionais no primeiro grupo ..	48
Tabela 4.12 - Deslocamentos máximos devido as cargas gravitacionais no primeiro grupo.....	50
Tabela 4.13 – Reações máximas nas vigas devido as cargas gravitacionais no primeiro grupo.....	50
Tabela 4.14 - Reações máximas nos pilares devido as cargas gravitacionais no primeiro grupo	51
Tabela 4.15 - Reações na base devido as atividades sísmicas no primeiro grupo	53
Tabela 4.16 - Deslocamentos máximos devido as atividades sísmicas no primeiro grupo.....	53
Tabela 4.17 - Reações nas vigas devido as atividades sísmicas no primeiro grupo...56	56
Tabela 4.18 - Reações nos pilares devido as atividades sísmicas no primeiro grupo	56
Tabela 4.19 - Reações na base devido ao vento no primeiro grupo	60
Tabela 4.20 – Deslocamentos máximos devido ao vento no primeiro grupo	60
Tabela 4.21 - Reações máximas nas vigas devido ao vento no primeiro grupo	63
Tabela 4.22 - Reações máximas nos pilares devido ao vento no primeiro grupo	63
Tabela 4.23 - Influência do P-Delta nos deslocamentos máximos devido as ações sísmicas no primeiro grupo	67
Tabela 4.24 - Influência do P-Delta nas reações máximas nas vigas devido as ações sísmicas no primeiro grupo	67
Tabela 4.25 - Influência do P-Delta nas reações máximas nos pilares devido as ações	

sísmicas no primeiro grupo	67
Tabela 4.26 - Influência do P-Delta nos deslocamentos máximos devido ao vento no primeiro grupo	68
Tabela 4.27 - Influência do P-Delta nas reações máximas nas vigas devido ao vento no primeiro grupo	68
Tabela 4.28 - Influência do P-Delta nas reações máximas nos pilares devido ao vento no primeiro grupo	68
Tabela 4.29 - Reações na base devido as cargas gravitacionais no segundo grupo..	74
Tabela 4.30 - Deslocamentos máximos devido as cargas gravitacionais no segundo grupo	76
Tabela 4.31 - Reações máximas nas vigas devido as cargas gravitacionais no segundo grupo	76
Tabela 4.32 - Reações máximas nos pilares devido as cargas gravitacionais no segundo grupo	77
Tabela 4.33 - Reações na base devido as atividades sísmicas no segundo grupo	79
Tabela 4.34 - Deslocamentos máximos devido as atividades sísmicas no segundo grupo	79
Tabela 4.35 - Reações máximas nas vigas devido as atividades sísmicas no segundo grupo	82
Tabela 4.36 - Reações máximas nos pilares devido as atividades sísmicas no segundo grupo	82
Tabela 4.37 - Reações na base devido ao vento no segundo grupo	86
Tabela 4.38 - Deslocamentos máximos devido ao vento no segundo grupo	87
Tabela 4.39 - Reações máximas nas vigas devido ao vento no segundo grupo	88
Tabela 4.40 - Reações máximas nos pilares devido ao vento no segundo grupo	88
Tabela 4.41 - Reações na base devido as cargas gravitacionais no terceiro grupo ...	92
Tabela 4.42 - Deslocamentos máximos devido as cargas gravitacionais no terceiro grupo	94
Tabela 4.43 - Reações máximas nas vigas devido as cargas gravitacionais no terceiro grupo	94
Tabela 4.44 - Reações máximas nos pilares devido as cargas gravitacionais no terceiro grupo	94
Tabela 4.45 - Reações na base devido as atividades sísmicas no terceiro grupo	97
Tabela 4.46 - Deslocamentos máximos devido as atividades sísmicas no terceiro grupo	98
Tabela 4.47 - Reações máximas nas vigas devido as atividades sísmicas no terceiro grupo	99
Tabela 4.48 - Reações máximas nos pilares devido as atividades sísmicas no terceiro grupo	99
Tabela 4.49 - Reações na base devido ao vento no terceiro grupo	103
Tabela 4.50 - Deslocamentos máximos devido ao vento no terceiro grupo	104
Tabela 4.51 - Reações máximas nas vigas devido ao vento no terceiro grupo	105
Tabela 4.52 - Reações máximas nos pilares devido ao vento no terceiro grupo	105

Lista de Siglas e Símbolos

ETABS: Extended Three Dimensional Analysis of Building Systems;

NBR: Norma Brasileira aprovada pela ABNT;

ASCE: American Society of Civil Engineers;

UBC: Uniform Building Code;

CQC: Complete Quadratic Combination;

SRSS: Square Root of Sum of Squares;

S_s : Aceleração do espectro de resposta em 0,2 segundos para taxa de amortecimento de 5%;

S_1 : Aceleração do espectro de resposta em 1 segundo para taxa de amortecimento de 5%;

$P-\Delta$: P-Delta para deslocamentos relativos ao final dos elementos;

$P-\delta$: P-Delta para deslocamentos locais ao longo dos elementos;

USGS: United States Geological Survey;

UFC: Unified Facilities Criteria;

m : Massa;

x : Posição;

K : Constante de elasticidade ou rigidez;

ζ : Taxa de amortecimento;

c_c : Amortecimento crítico;

c : Coeficiente de amortecimento;

Φ : Matriz $N \times N$ referente ao formato dos modos;

Y : Vetor de coordenadas generalizadas;

v : Vetor de coordenadas geométricas.

1. Introdução

A análise estrutural sempre foi fundamental para a construção de estruturas seguras. Com o estudo da resistência dos materiais, observou-se que seria capaz de gerar regras por cálculos que determinam qual dimensão dos elementos de uma estrutura seria necessário para considerá-la segura. Além das dimensões dos elementos estruturais, as dimensões e formatos das próprias estruturas também contribuem para esforços e deformações e devem ser levados em conta na análise estrutural.

A eficiência estrutural é considerada como uma melhor utilização dos elementos da estrutura afim de reduzir o seu peso próprio e aumentar a capacidade de sustentação. Nas últimas décadas foram desenvolvidos diversos estudos afim de melhorar a eficiência estrutural para construir prédios cada vez mais altos. Podemos citar a melhoria nos sistemas estruturais como fundamentais para o cálculo estrutural dos prédios de vários andares, aonde a força do vento e abalos sísmicos geram um impacto significativo na estrutura. Em 1969, Fazlur Rahman Khan classificou os sistemas estruturais de acordo com sua eficiência e capacidade de altura, aonde nota-se uma maior eficiência nos sistemas de estruturas tubulares pelo efeito do aumento de resistência lateral pelo maior número de colunas no perímetro resistência as cargas gravitacionais pelas colunas centrais. Observa-se também uma melhor eficiência para o sistema de tubo celular, aonde várias torres com o sistema de tubos são construídas juntas, sendo as do centro mais altas, formando a aparência de uma pirâmide, como nos edifícios Willis Tower e Burj Khalifa.

Edifícios mais altos são mais suscetíveis as ações laterais pelo maior momento de tombamento e edifícios com áreas de pavimento maiores são mais resistentes a ações laterais pelo maior momento de inércia. A solução em melhorar sua capacidade estrutural através do sistema e formato designado é econômica e tem formulação versátil do espaço arquitetônico, pois torres eficientes não precisam ter o formato de caixa (Hoque, 2012).

1.1. Considerações iniciais

As descobertas sobre mecânicas dos materiais e elasticidade possibilitaram a divisão de um domínio em sub-regiões triangulares finitas (Courant, 1942) e consequentemente o desenvolvimento do método dos elementos finitos (Clough et al., 1956), utilizado nesse trabalho através do software ETABS[®] (Extended Three Dimensional Analysis of Building Systems) para análise estrutural dos modelos criados.

Os modelos utilizados no presente trabalho possuem o mesmo distanciamento entre pilares, alturas entre andares iguais, dimensões dos elementos estruturais iguais, volumes iguais, são simétricos e analisados em 3 categorias: na primeira, são analisados 5 edifícios diferenciados entre altura e área dos pavimentos, na segunda, são analisados 5 edifícios de mesma altura diferenciados entre a relação da área da base pela área do topo, e na terceira, são analisados 5 edifícios de alturas e áreas iguais com diferenças no formato geométrico de seus pavimentos.

São realizadas análises das forças e momentos máximos atuantes nas vigas e nos pilares, das forças e momentos atuantes por andar, e dos deslocamentos dos modelos.

1.2. Objetivos

O presente trabalho tem como objetivo analisar e comparar os modelos de estruturas de edifícios criados a partir do software de cálculo estrutural ETABS[®] em relação a sua eficiência estrutural.

Dentre os objetivos específicos estão:

- Avaliar a performance dos diferentes formatos de edifícios quando submetidos a cargas gravitacionais e laterais;
- Entender o funcionamento das ações gravitacionais e laterais em edifícios de mesmo volume com diferenças em relação ao formato e distribuição da estrutura;

- Elaborar um estudo sobre eficiência estrutural, analisando a escala de cada força e sua relação com as demais;
- Comparar o efeito causado pelas ações nos edifícios para cada grupo de análise e promover uma padronização estatística.
- Obter informações sobre as reações nos elementos estruturais, reações na estrutura e deslocamentos da estrutura para todos os modelos.
- Obter a porcentagem de influência do P-Delta em modelos com diferenças de altura.

1.3. Escopo do Trabalho

Para desenvolver os objetivos e metodologia, o presente trabalho está organizado em cinco capítulos. O primeiro capítulo aborda a introdução ao trabalho, o segundo, mostra a revisão bibliográfica dos assuntos pertinentes a elaboração e análise dos modelos, aonde temas como cargas em edificações, ações do vento, ações sísmicas, método dos elementos finitos e considerações sobre as cargas laterais são descritos. No terceiro capítulo, os métodos utilizados para análise e modelos são descritos. Subsequentemente, no quarto capítulo, os resultados encontrados após análise são apresentados e comparados, e por fim, o quinto capítulo descreve as conclusões obtidas.

2. Revisão Bibliográfica

2.1. Cargas em edificações

As forças, acelerações e deformações atuantes em uma estrutura causam tensões e deslocamentos. As normas de construção requerem estruturas que possam resistir a todas essas ações em sua vida útil de serviço.

Dentre as cargas em edificações segundo a NBR 6120, podemos citar as cargas permanentes, que são as cargas constituídas pelo peso próprio da estrutura e demais elementos fixos permanentemente como paredes e revestimento e as cargas acidentais, que são cargas proveniente do uso do edifício, como o peso de móveis, pessoas e veículos. As cargas permanentes e acidentais atuam no sentido gravitacional.

Algumas cargas originam-se do meio ambiente, como as cargas devido ao vento, neve, chuva, sismos, temperatura, inundações, pressão do solo, pressão de água subterrânea e ondas. Outros tipos de cargas como as devido a ação do fogo, deslocamentos na fundação, corrosões, explosões, vibrações de máquinas e cargas de construção também afetam as estruturas.

O dimensionamento da estrutura para atuação das cargas deve ser feito conforme o estabelecido nas normas, admitindo-se uma determinada grandeza de atuação da carga com coeficientes de combinação e ponderação.

2.2. Vento

Define-se vento como a deslocação dos gases atmosféricos em grande escala. Seu fluxo possui velocidade que provoca forças capazes de transformar a superfície terrestre através da erosão e sedimentação eólica, provocar situações perigosas para aeronaves e danificar ou destruir estruturas.

O gradiente de velocidade do vento é a taxa de aumento da força do vento ao longo de sua altura (Crocker, 1999), essa variação de velocidade tem comportamento logarítmico, em edifícios altos seu efeito é dominante, e causa

sobrepressão e sucção sobre sua superfície.

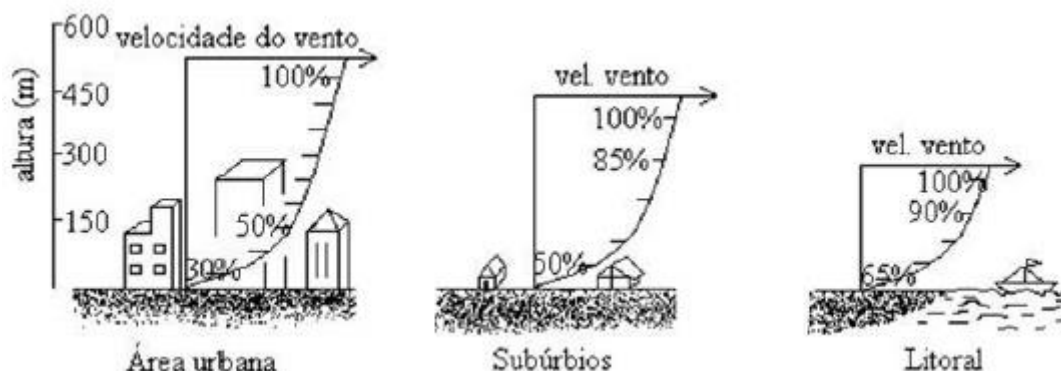


Figura 2.1 - Gradiente de velocidade do vento
(<https://goo.gl/sMo2IJ> - acesso em 14/04/2016)

Os efeitos do vento em edifícios altos como as correntes nos cantos, os vórtices cortantes e os fluxos de passagem, que ocorrem em qualquer passagem através de um edifício ou pequena folga entre dois edifícios, além de poderem causar danos estruturais, podem causar desconforto para pedestres, e as geometrias dos edifícios devem obedecer a critérios para promover conforto (Yu, 2005). Para geometrias mais complexas, os efeitos dos movimentos do ar devem ser estudados sobre um modelo em escala dentro de um túnel de vento, ou pela técnica da fluidodinâmica computacional, possível através da análise pelo método dos elementos finitos nos softwares mais modernos (Tominaga *et al.*, 2008).

O avanço da análise do vento em estruturas vem aumentando a segurança e consequentemente a altura dos prédios. São exemplos desse avanço a construção de arranha-céus, pontes suspensas, pontes atirantadas e todos os tipos de torres.

2.2.1. Ventos em edificações

Os ventos atingem os edifícios pela região de barlavento, produzindo um esforço de pressão e empurrando-o no sentido do vento. Na superfície do edifício, o vento paralelo produz um efeito de sucção vertical, puxando a superfície para cima, e na região de sotavento, oposta a direção do vento, ocorre também o efeito de sucção, puxando a edificação no sentido do vento.

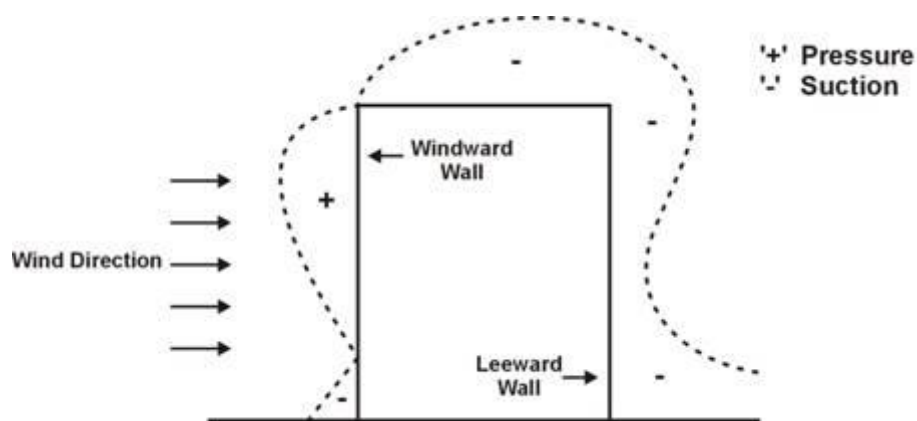


Figura 2.2 - Efeito do vento em uma edificação
(<http://goo.gl/bOVvkS> - acesso em 15/04/2016)

A topografia e os obstáculos podem diminuir ou aumentar a ação do vento. Uma simples depressão no terreno a barlavento do edifício ocasiona um acúmulo de fluxo e aumenta a pressão exercida lateralmente, assim como a permeabilidade ou impermeabilidade de um edifício ao vento gera diferentes ações. A velocidade característica e consequente pressões e cargas incidentes são determinadas a partir de uma série de fatores que podem influenciar, como rugosidade, topografia, altura, permeabilidade, direcionalidade e exposição. Os métodos de cálculo são definidos de acordo com a normatização de cada país, e em geral, ocorre a multiplicação dos fatores influentes principais pela velocidade básica do mapa de isopletras, e posteriormente o cálculo da pressão dinâmica com base na velocidade característica e seu ajuste aos coeficientes de pressão para determinação das forças atuantes.

2.2.2. Normatizações

As normas regulamentadoras sugerem o cálculo das pressões dinâmicas para estimar o efeito do vento nas estruturas, que na verdade são tensões normais por unidade de área originadas por um dado escoamento (Blessmann, 1990). Existem diversas regulamentações, resultado de pesquisas em diferentes países sobre os efeitos do vento, como por exemplo, no Brasil a norma para as forças devidas ao vento em edificações é a NBR 6123 e nos Estados Unidos, as forças devidas ao vento em edificações estão descritas na norma ASCE 7-10 para cargas mínimas aplicadas aos prédios.

Para consolidação de resultados reais e precisos, as normas em geral propõem a adoção de fatores ou coeficientes de ajuste para os fatores influenciadores das pressões dinâmicas. Comparando o método de cálculo das forças estáticas das normas NBR 6123 e ASCE 7-10, obtemos os seguintes resultados:

Tabela 2.1 - Fatores avaliados nas normas NBR 6123 e ASCE 7-10

Fatores Avaliados nas Normas	
NBR 6123/88	ASCE 7-10
Velocidade básica do vento (V_0)	Velocidade básica do vento (V)
Rugosidade do terreno	Rugosidade da superfície
Classe da edificação	Categoria de exposição
Fator topográfico (S_1)	Categoria de risco
Fator combinado (S_2)	Fator topográfico (K_{zt})
Fator estatístico (S_3)	Fator de direcionalidade (K_d)
Velocidade característica (V_k)	Coeficiente de exposição (K_z)
Pressão dinâmica (q)	Pressão de velocidade (q_z)
Coeficientes (C)	Coeficientes (C)
Pressão equivalente (p)	Fator do efeito de rajada (G)
	Pressão para projeto (p)

O valor da pressão para uma análise estática seguindo o Sistema Internacional de Unidades segundo a NBR 6123 é:

$$p = 0,613(V_0 S_1 S_2 S_3)^2 C \quad (2.1)$$

O valor da pressão para uma análise estática seguindo o Sistema Internacional de Unidades segundo a ASCE 7-10 é:

$$p = 0,613 K_z K_{zt} K_d V^2 G C \quad (2.2)$$

Os resultados para a pressão de projeto aplicada em edifícios rígidos variam entre as diferentes normas de acordo com o cálculo e adoção dos fatores e coeficientes (Cappellessio e Chamberlain, 2014).

2.2.3. Danos causados pelo vento

Ventos de baixa velocidade podem causar danos, como o levantamento de revestimentos de telhados e coberturas, arrancamento de elementos da fachada e

até mesmo rajadas de 12 m/s podem causar cortes no fornecimento de energia pela ação nos ramos das linhas de alta tensão (Schumann *et al.*, 2009).

As oscilações das rajadas de vento em grandes alturas são objetos de estudo para o dimensionamento de estruturas altas, aonde uma elevada esbeltez pode ser crucial para o seu desempenho, e alguns erros que ocasionem uma instabilidade temporária podem gerar destruição, como o ocorrido no desabamento da Torre de Rádio de Varsóvia devido a troca errada de cabos na parte mais alta. Frequências idênticas do vento e do balanço da estrutura também podem ocasionar a destruição, como o ocorrido com a Ponte de Tacoma Narrows em 1940 (Grazulis, 2001).

Os possíveis prejuízos causados de acordo com a velocidade do vento podem ser classificados de acordo com a Escala Fujita melhorada elaborada pelo Serviço Nacional de Meteorologia dos Estados Unidos em 2006:

Tabela 2.2 - Escala de Fujita melhorada

Velocidade do vento	Danos
29 m/s até 38 m/s	Poucos ou nenhum
39 m/s até 49 m/s	Moderados
50 m/s até 60 m/s	Consideráveis
61 m/s até 73 m/s	Graves
74 m/s até 89 m/s	Extremamente graves
mais de 90 m/s	Destruição total

2.3. Sismo

Define-se como sismo uma liberação de energia na crosta da Terra, geralmente pelo choque entre placas tectônicas. Se manifestam através de tremores e as vezes deslocamento do solo, estima-se que cerca de 100 mil terremotos possam ser sentidos a cada ano (Pressler, 2010), geralmente ocorrem em locais de encontro entre placas tectônicas, no entanto podem ocorrer em quase qualquer lugar da Terra.

A superação do limite de resistência de uma rocha causado pelo esforço da movimentação das placas tectônicas ocasiona a liberação de energia sob a forma de ondas elásticas, comumente chamadas de ondas sísmicas. O espalhamento dessas ondas faz a Terra vibrar, produzindo os terremotos. Os danos causados por terremotos dependem de fatores como topografia, magnitude do terremoto, fator

sísmica da zona, tipo de solo e rocha sob as construções e qualidade das construções (Figueira *et al.*, 2009).

A complexidade dos movimentos do solo se deve a três fatores: a diferença de natureza das ondas sísmicas geradas no foco; a modificação pelo meio em que passam até chegarem a superfície e as características do terreno abaixo da edificação (Thompson e Turk, 1997).

As ondas existentes podem ser classificadas em ondas P como as ondas de corpo primárias com movimentos na mesma direção de propagação que provoquem tensões de tração e compressão, em ondas S como as ondas de corpo secundárias que se movem em direção perpendicular a direção de propagação e causam tensões de cisalhamento, em ondas R como as ondas de superfície Rayleigh que se propagam como as ondas na superfície da água, e em ondas L como as ondas de superfície Love que produzem cisalhamento horizontal do solo.

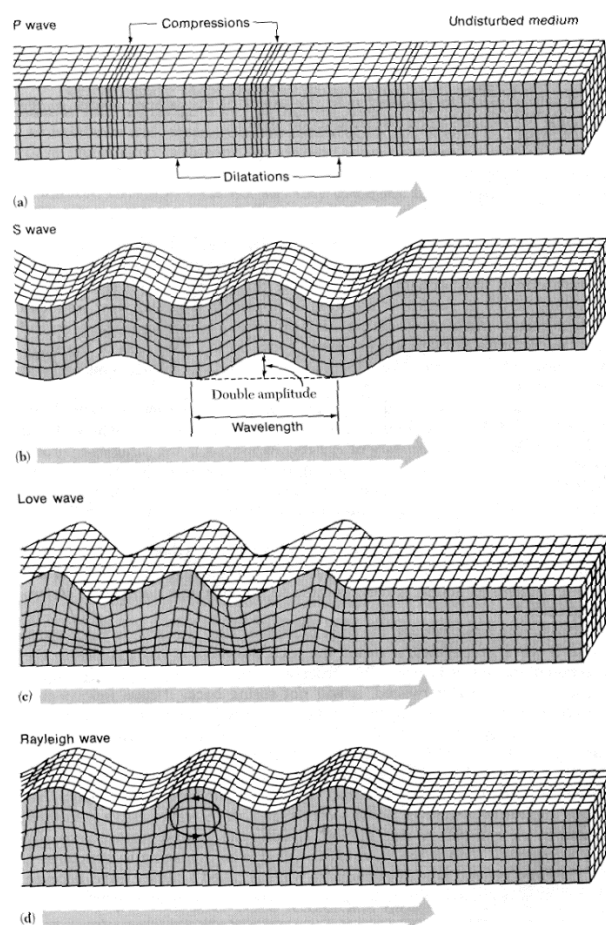


Figura 2.3 - Tipos de ondas sísmicas
(Bolt, 1993)

2.3.1. Sismos nas edificações

De acordo com Santos *et al.* (2010), com o aumento do número de andares de um prédio, a relevância das acelerações pelas cargas devido ao vento em comparação com as cargas sísmicas tende a aumentar, em qual em um certo andar a relevância das cargas de vento superam as sísmicas, sendo esse andar dependente da magnitude das cargas aplicadas. A ductilidade e a capacidade elástica de um material são determinantes para sua resistência. O efeito sobre a edificação está vinculado a aceleração sofrida pelo solo, e o registro dessa aceleração se dá por meio dos acelerogramas.

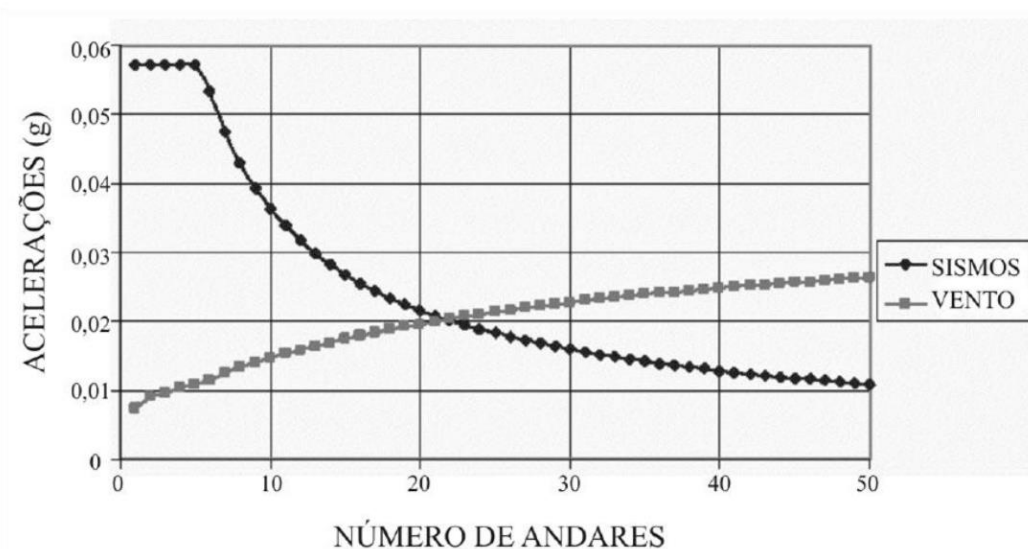


Figura 2.4 - Comparação entre acelerações causadas por sismos e ventos em um edifício (Santos et al., 2010)

O modelo matemático simplificado do deslocamento linear sem amortecimento sofrido devido aos sismos sobre edificações se baseia em duas leis físicas, a segunda lei de Newton e a lei de Hooke. A aceleração é a derivada de segunda ordem da posição, e substituindo a força atuante da lei de Hooke pela força da segunda lei de Newton, trocando a aceleração pela derivada de segunda ordem da posição, aonde K_n é a constante de elasticidade entre o n -ésimo andar e o seu superior, m_n a sua massa e x_n a posição do respectivo andar (Nussenzveig, 2000), obtemos a equação 2.3 para diferença entre andares:

$$m_n \ddot{x}_n = -K_{n-1}(x_n - x_{n-1}) + K_n(x_{n+1} - x_n) \quad (2.3)$$

Aplicando este modelo a um edifício de n andares, este sistema de equações

diferenciais permite o estudo dos vetores e valores próprios associados ao deslocamento linear sofrido (Zill, 2003).

$$\begin{cases} m_1 \ddot{x}_1 = -K_0 x_1 + K_1(x_2 - x_1) \\ m_2 \ddot{x}_2 = -K_1(x_2 - x_1) + K_2(x_3 - x_2) \\ m_3 \ddot{x}_3 = -K_2(x_3 - x_2) + K_3(x_4 - x_3) \\ \vdots \\ m_n \ddot{x}_n = -K_{n-1}(x_n - x_{n-1}) + K_n(x_{n+1} - x_n) \end{cases} \quad (2.4)$$

Caso o amortecimento seja levado em conta, o coeficiente de amortecimento c multiplicado pela velocidade, ou derivada de primeira ordem da posição, tem que ser adicionado na equação.

$$m\ddot{x} + c\dot{x} + kx = 0 \quad (2.5)$$

Em um amortecimento crítico, o sistema retorna para o equilíbrio o mais rápido possível, e é representado por c_c .

$$c_c = 2\sqrt{km} \quad (2.6)$$

A taxa de amortecimento ζ de um sistema é a relação entre o coeficiente de amortecimento e o amortecimento crítico, e geralmente é adotado como 5% para cálculo de sismos em estruturas.

$$\zeta = \frac{c}{c_c} \quad (2.6)$$

Em uma análise dinâmica, com considerações do amortecimento de uma estrutura, o tempo de aplicação da carga é considerado, e a análise modal para cobrimento dos diferentes períodos em tempo de exposição da carga torna os resultados mais aproximados do comportamento real da estrutura.

Segundo Rossi *et al.*, 2011, os deslocamentos com taxa de amortecimento de 5% são reduzidos consideravelmente. Algumas estruturas com sistemas adicionais de amortecimento chegam a amortecimentos bem maiores que 5%.

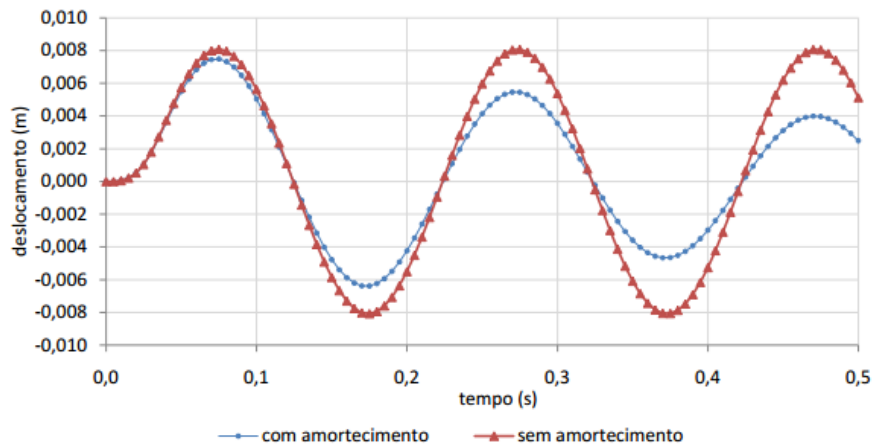


Figura 2.5 - Deslocamentos de uma estrutura com taxa de amortecimento de 5% e 0%
(Rossi et al., 2011)

Em uma análise linear para um sistema com um grau de liberdade, por exemplo, livre na translação de um eixo, encontra-se a solução do deslocamento resultante da equação diferencial ordinária para análise dinâmica resolvida pela integral de Duhamel, enquanto em sistemas com múltiplos graus de liberdade, a mesma solução é encontrada, porém com a adoção de matrizes para determinar todos os deslocamentos em todas as coordenadas.

Na análise sísmica considera-se o máximo de três graus de liberdade por andar de um modelo, sendo dois translacionais e um rotacional. Em um modelo com três andares, tem-se o máximo de nove graus de liberdade.

O tempo de exposição da carga em uma análise dinâmica para um edifício é dividida em modos com diferentes períodos, aonde posteriormente são superpostos, gerando o resultado da aplicação de uma força com tempo definido.

Aplicando o sistema de equações para se ter o equilíbrio dinâmico em um sistema com múltiplos graus de liberdade, como com três graus de liberdade, a vibração resultante do terremoto será a superposição das vibrações para cada modo de diferentes graus de liberdade, pois cada modo de vibração possui seu próprio período e pode ser representado por um sistema simples do mesmo período, como por exemplo na figura 2.5, aonde em um pórtico de três andares, o modo de vibração com período maior, o modo fundamental, e os modos com período baixo, os modos harmônicos são exemplificados.

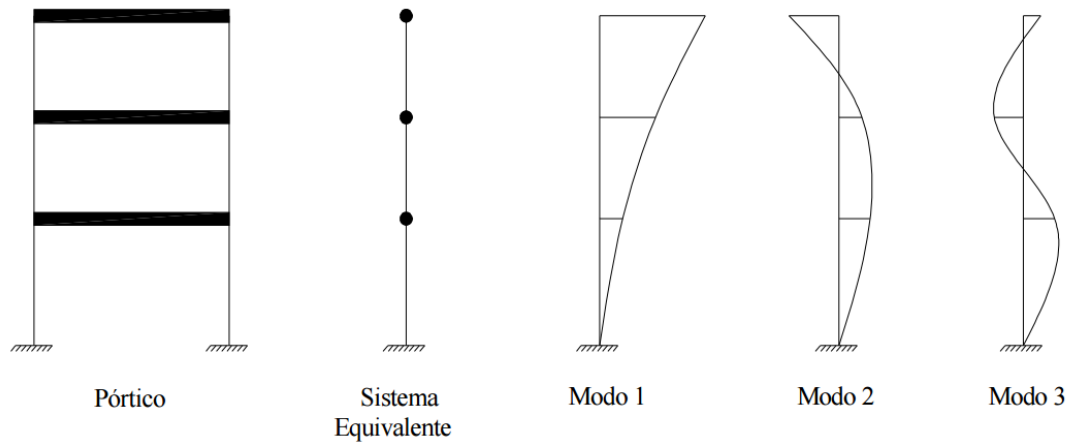


Figura 2.6 - Modos de um sistema de pórtico de três andares
(Chamberlain e Reis, 2012)

O deslocamento resultante das perturbações em sistemas lineares de todos os vetores de cada modo é calculado como na figura 2.6, aonde Φ é a matriz do deslocamento de cada vetor dos modos que transforma o vetor de coordenada generalizado Y em um vetor de coordenada geométrica V , possível em cada ponto através da integral de Duhamel para variações arbitrárias do tempo.

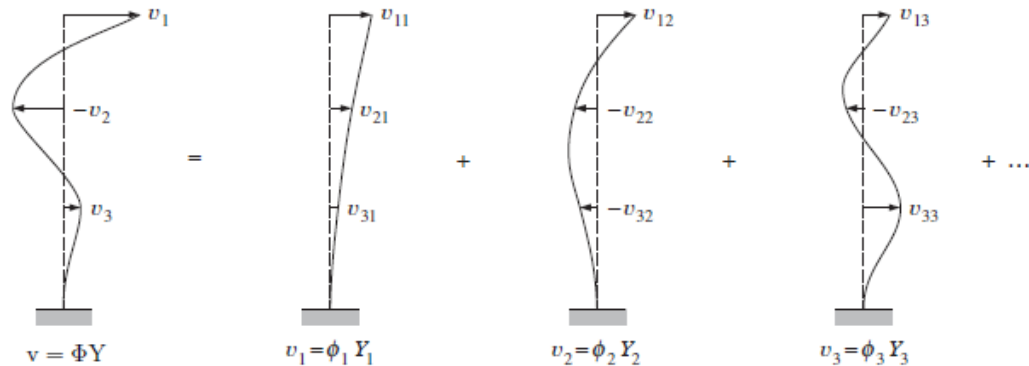


Figura 2.7 - Deslocamento resultante e os respectivos modos
(<https://goo.gl/csWalz> - acesso em 22/04/2016)

Assim como a ação do vento, a ação sísmica tende a aumentar conforme o aumento da altura da edificação. Uma das soluções utilizadas para indesejados deslocamentos é o aumento da dinamicidade do prédio, com suspensões nas fundações, amortecedores nas juntas estruturais ou até mesmo sistemas de contrapeso inercial que consistem na construção de um contrapeso no topo do edifício com comportamento pendular, como a bola de 660 toneladas e 5,5 metros de diâmetro capaz de mover até 1,5 metros em qualquer direção oposta à inclinação no edifício Taipei 101.

2.3.2. Terremotos no Brasil

O Brasil está na região central da Placa Sul-Americana, só foram registrados cinco abalos com magnitude acima de 7 graus na Escala Richter nos últimos 100 anos. Algumas condições como a falha na BR-47, parte localizada entre o estado de Minas Gerais na cidade de Itacarambi, favoreceram o desenvolvimento da NBR 15421 de 2006, aonde é abordado o projeto de estruturas resistentes a sismos (Peña e Carvalho, 2015).

Segundo a Universidade Federal do Rio Grande do Norte, tremores ocorridos no ano de 1986 fizeram com que grande parte da população abandonasse a cidade de João Câmara. O despreparo das edificações e casas para os efeitos dos terremotos fizeram um terremoto com magnitude 5,1 na Escala Richter causar danos preocupantes.

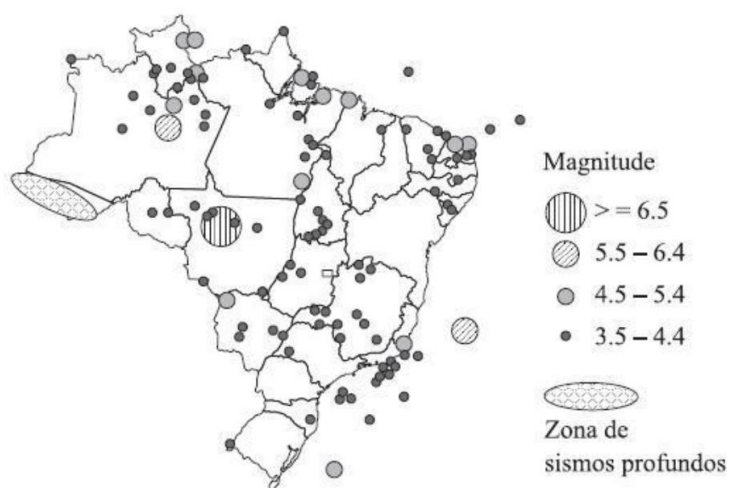


Figura 2.8 - Mapeamento dos sismos ocorridos no Brasil (Rodrigues, 2012).

2.3.3. Análise Sísmica

A análise sísmica de uma estrutura pode ser efetivada por meio do espectro de resposta ou o histórico de tempo. O espectro de resposta é um gráfico que apresenta a resposta máxima em termos de deslocamento, velocidades e aceleração em função do tempo, e para a análise estrutural é de suma importância considerar a aceleração na base da estrutura provocada pelos sismos (Lima e Santos, 2008).

As análises sísmicas para estrutura têm como objetivos conhecer os valores máximos submetidos, e não conhecer a resposta ao longo do tempo. Para isso é aplicado o espectro de resposta (Guerreiro, 1999).

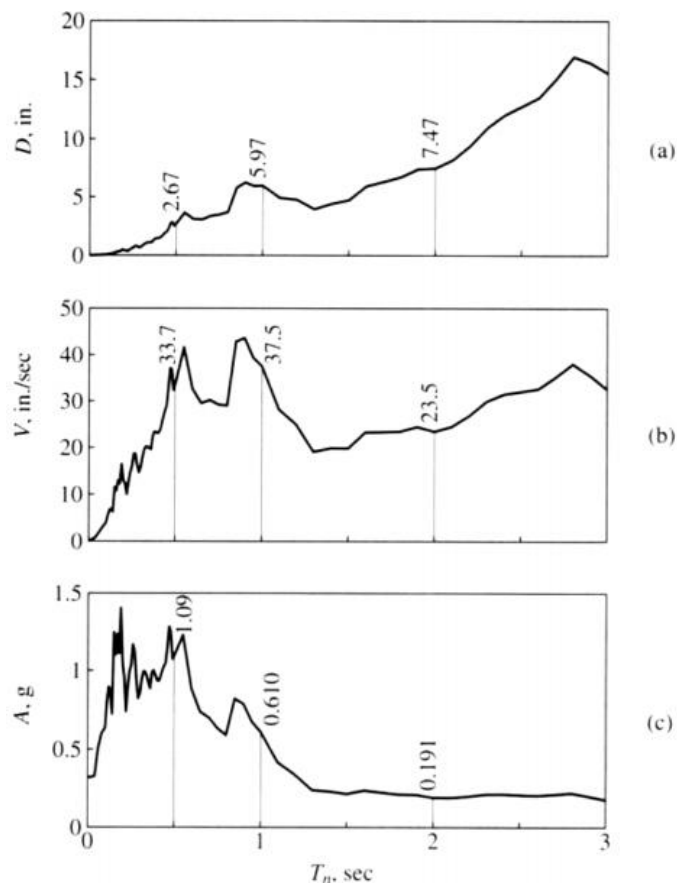


Figura 2.9 – Espectros de resposta em função do tempo: (a) deslocamentos; (b) velocidades e (c) aceleração (Estêvão, 2011)

De acordo com as normas técnicas para análise por espectro de resposta, como a NBR 15421:2006, a ASCE 7-10, e a UBC 97, o espectro de resposta de projeto deve ser corrigido por meio de coeficientes pela classe do terreno.

A aceleração do espectro de resposta é medida em aceleração da gravidade na superfície da terra (g).

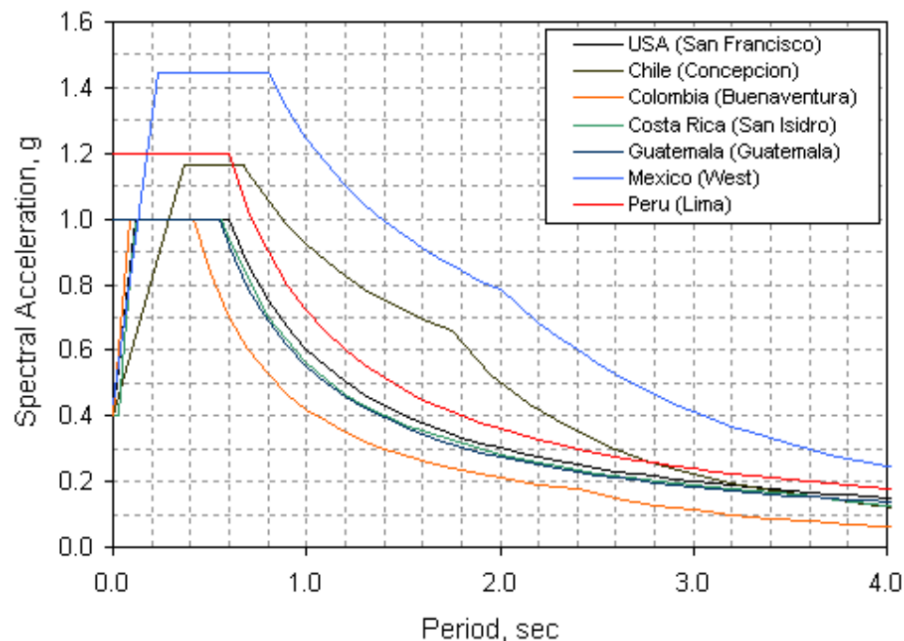


Figura 2.10 - Espectro de resposta para cidades ao lado do Oceano Pacífico para solos densos (Chavez et al., 2012)

2.3.4. Análise pelo Espectro de Resposta

A resposta de uma estrutura pode ser definida como a combinação dos modos. Análises por meio de computadores podem ser usadas para definir os modos, e as combinações dos modos podem ser calculadas pelo o método da soma absoluta, aonde os valores máximos são adicionados juntos, pelo método CQC (Combinação Quadrática Completa) e pelo método SRSS (Raiz Quadrada da Soma dos Quadrados).

2.3.5. Normalizações

Normas como a ASCE 7-10 promovem as necessidades para dimensionamento de estruturas resistentes a sismos por fatores como a aceleração do espectro de resposta aos 0,2 segundos e a 1 segundo (S_s e S_1 respectivamente), pela taxa de amortecimento, pelo período de transição de longo prazo e pela classe do solo.

A classificação do solo segundo a norma ASCE 7-10 estão disponíveis na tabela 20.3-1 da própria norma e sua classe com base no tipo se resume aos dados

da tabela 2.3. Cada classe possui um coeficiente diferente de multiplicação para formação de um espectro de resposta, no qual a classe B para rocha possui um coeficiente de 1.

Tabela 2.3 - Classificação dos solos segundo a ASCE 7-10

Classificação dos solos	
Classe	Tipo
A	Rocha dura
B	Rocha
C	Solo muito denso e rocha mole
D	Solo denso
E	Solo mole argiloso
F	Solos que exigem análise da resposta local

O período de transição de longo prazo é definido de acordo com os mapas disponíveis na ASCE 7-10, aonde os valores da curva do espectro de resposta são definidos com base na aceleração do espectro de resposta aos 0,2 e 1 segundos, no tempo do período de transição de longo prazo, no tipo de solo e na taxa de amortecimento.

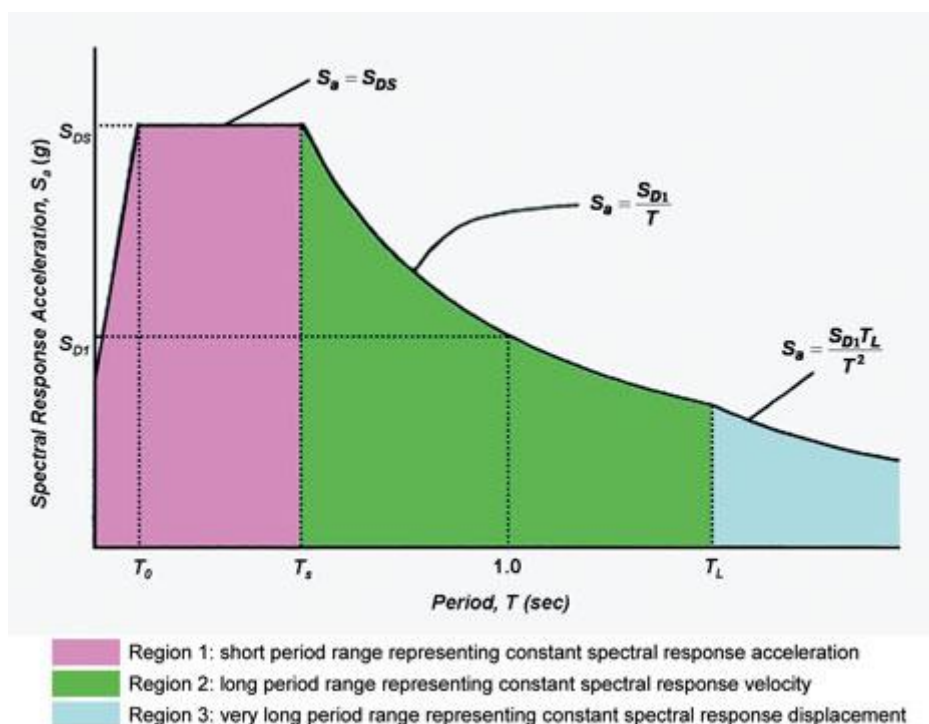


Figura 2.11 - Períodos do espectro de resposta segundo a ASCE 7-10
(<http://goo.gl/r6zyEf> - acesso em 13/06/2016)

2.4. Método dos Elementos Finitos

O método dos elementos finitos é uma técnica numérica para achar soluções aproximadas de problemas com valores sobre contorno de equações diferenciais parciais. Um problema é inicialmente dividido em pequenas e simplificadas partes, chamadas de elementos finitos, que são associados em um sistema maior de equações para resolver o problema.

Segundo Reddy (2006), a divisão de um domínio em partes simplificadas tem algumas vantagens, como:

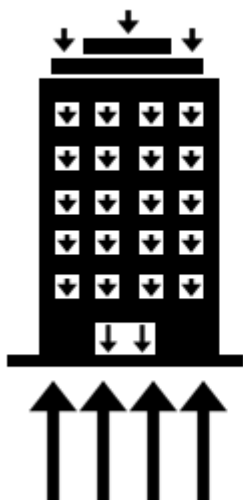
- Representação precisa da geometria complexa;
- Inclusão de propriedades de materiais diferentes;
- Fácil representação da solução total;
- Captura dos efeitos locais.

Na análise estrutural, o método dos elementos finitos busca através de modelos numéricos, representar o comportamento estático e dinâmico das estruturas, em qual sistemas com infinitos graus de liberdade são transformados em sistemas com um número finito de graus de liberdade, assim representando melhor os detalhes da estrutura.

2.5. Considerações Sobre Cargas Laterais

As forças horizontais provenientes de sismos e de ventos atuantes sobre um edifício com altura vertical causam um momento fletor, também conhecido como momento de tombamento. Esse momento é mínimo para o topo do edifício e máximo na base, representado pelo edifício com sua extremidade livre e base fixa.

Cargas Gravitacionais



Cargas Laterais

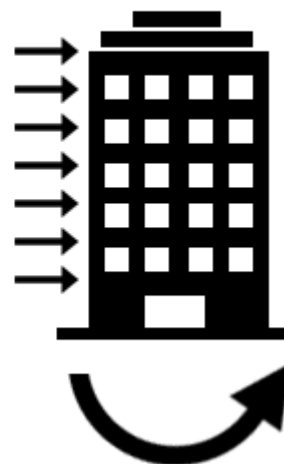


Figura 2.12 - Reações causadas pelas cargas gravitacionais e laterais

2.5.1. Drift

De acordo com Newman (2003), drift lateral, ou deslocamento entre andares, é o deslocamento entre dois andares adjacentes causado por cargas laterais. O deslocamento de um andar está ligado com sua rigidez e capacidade de deformação, e para dimensionamento de uma estrutura sujeita a ações laterais, os elementos estruturais devem resistir aos esforços e deslocamentos provenientes de efeitos de primeira e segunda ordem.

Na seção 12.12.1 da norma ASCE 7-10 é previsto um deslocamento entre andares máximo de 2,5% da altura do pavimento para prédios com estruturas leves.

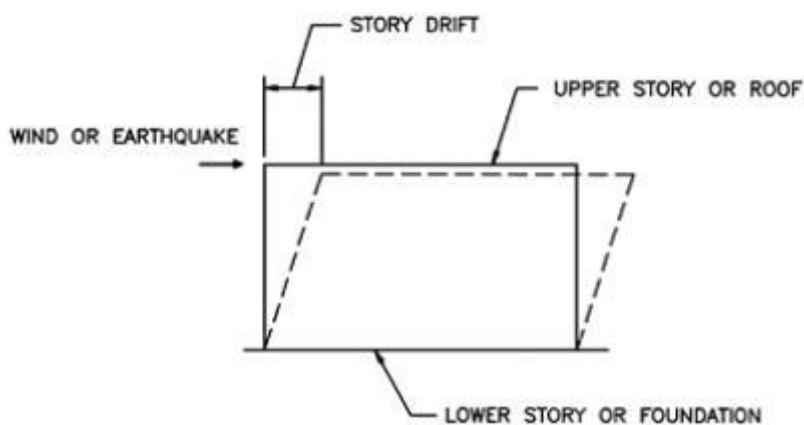


Figura 2.13 - Deslocamento lateral entre andares
(Newman, 2003)

Deslocamentos entre andares podem ser minimizados com a melhora dos sistemas estruturais dos edifícios, e para edifícios altos aonde o impacto das cargas laterais é bastante significativo, sistemas estruturais capazes de diminuir o deslocamento causado pelas cargas laterais como os sistemas tubulares permitem a construção de um maior número de pavimentos.

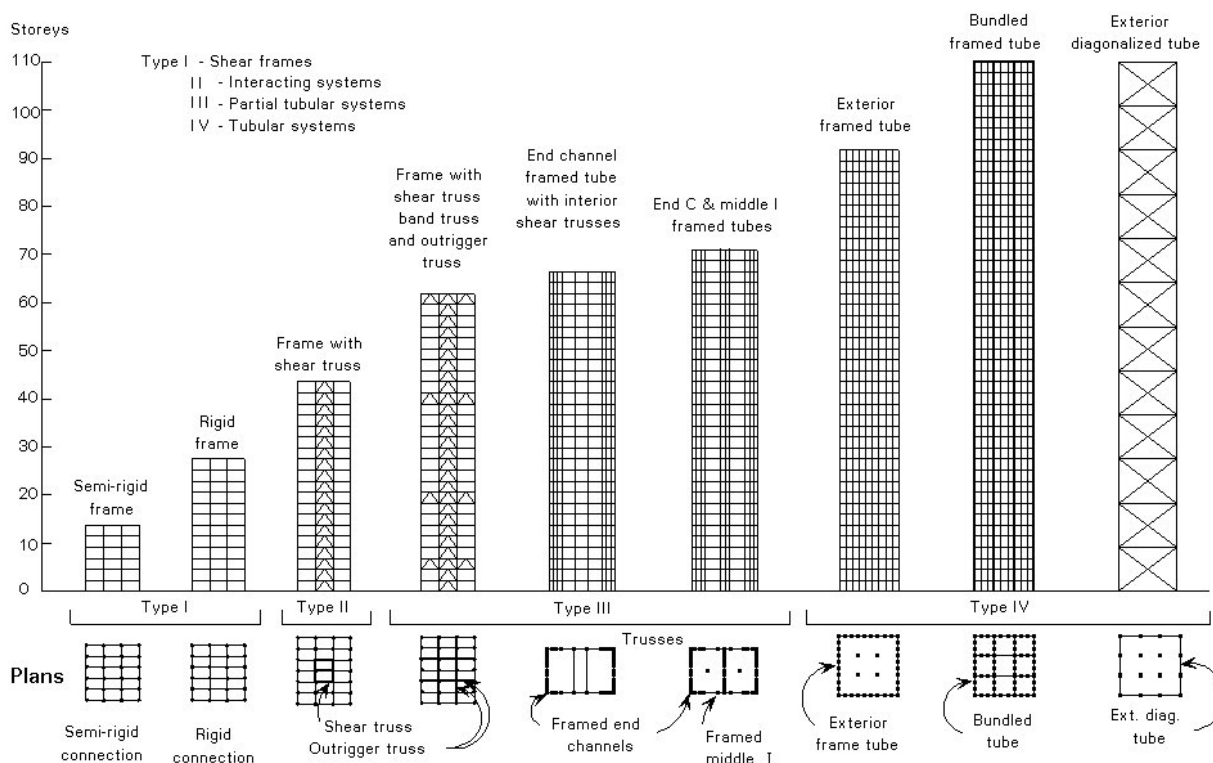


Figura 2.14 - Comparação entre sistemas estruturais
(<http://goo.gl/t2c2pt> - acesso em 31/05/2016)

2.5.2. P-Delta

As cargas laterais aplicadas em uma estrutura causam deslocamentos laterais e conseqüentemente os efeitos de segunda ordem originados pela mudança de localização de aplicação das cargas gravitacionais.

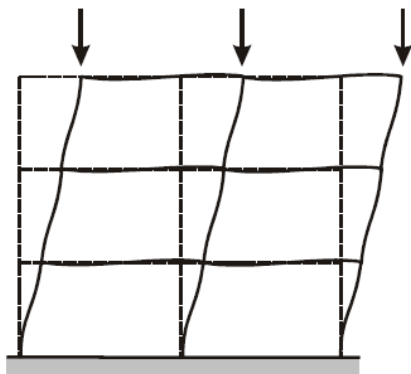


Figura 2.15 - Cargas gravitacionais aplicadas com o deslocamento lateral da estrutura
(<https://goo.gl/FpBs1t> - acesso em 31/05/2016)

Esse deslocamento do centro de aplicação do peso gravitacional ocasiona o efeito P-Delta, um momento desestabilizador igual a força gravitacional multiplicada pelo deslocamento lateral, também escrito como $P\Delta$ para deslocamentos relativos ao final dos membros e $P\delta$ para deformações locais ao longo do elemento (Powell, 2010).

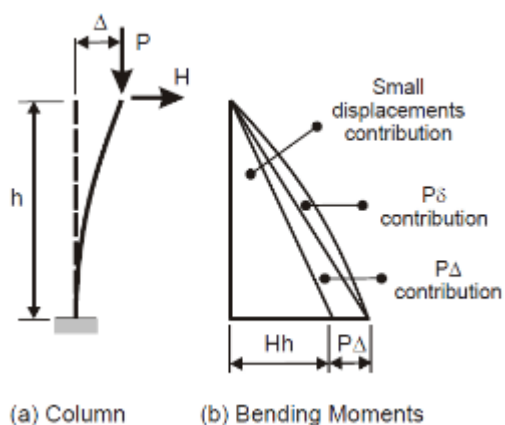


Figura 2.16 - Contribuições do efeito P-Delta para uma coluna
(<https://goo.gl/DIHkIV> - acesso em 31/05/2016)

O efeito P-Delta em uma estrutura pode contribuir para a perda de resistência lateral, aumentando as deformações e gerando uma instabilidade dinâmica (Deierlein *et al.*, 2010).

3. Metodologia e Modelos

O objetivo deste trabalho é analisar e comparar a influência do formato dos edifícios quando submetidos a ações gravitacionais, carga própria e carga acidental, e ações laterais, ventos e sismos. Para isso foi desenvolvido um modelo em formato de cubo de um edifício para servir como base de comparação entre os demais, e foram separados outros 12 edifícios em 3 grupos diferentes. As mesmas condições de cargas, volume, dimensionamento estrutural, espaçamento entre elementos estruturais e materiais são iguais para todos os modelos afim de apresentar resultados mais fidedignos.

O software de cálculo estrutural ETABS[®] (Extended Three Dimensional Analysis of Building Systems) produzido pela Computers and Structures, Inc. é utilizado para cálculo dos momentos fletores, forças cisalhantes, reações nos apoios e deslocamentos. O método dos elementos finitos é utilizado para cálculo de todos os modelos, e todos os modelos são apresentados, bem como suas análises e resultados.

É considerado um plano horizontal composto pelas coordenadas x e y aonde as forças sísmicas e do vento agem em x a 0° e a coordenada z relativa à altura do edifício.

3.1. Dados Gerais

Para melhor comparação entre os efeitos das ações gravitacionais e laterais nos edifícios, as dimensões das colunas, vigas e lajes, volume do edifício, espaçamento entre coluna, vigas e lajes e condições nos apoios, bem como as propriedades dos materiais em todos edifícios são iguais. Como o volume para todos os edifícios é o mesmo, a força gravitacional devido peso próprio e cargas acidentais também é a mesma. As propriedades para simulação das forças produzidas por ventos e sismo são iguais para os edifícios.

As propriedades dos materiais, características dos edifícios e forças atuantes de trabalhos como o de Sultan e Peera (2015), Guleria (2014), Peña e Carvalho

(2015) e Vasconcelos e Giammusso (2009) foram estudados para a definição dos dados.

3.1.1. Propriedades dos Materiais

Para as vigas, lajes e colunas é utilizado concreto armado, e para estabelecer o concreto armado como um material isotrópico são utilizadas as propriedades aproximadas da tabela 3.

Tabela 3.1 - Propriedade do Material

Propriedade do material padrão em todos os prédios	
Peso próprio	25 kN/m ³
Resistência característica à compressão	30 MPa
Módulo de elasticidade	33000 MPa
Coefficiente de poisson	0,2

3.1.2. Descrições dos Edifícios

Todos os edifícios possuem os mesmos dados informados pela tabela 4.

Tabela 3.2 - Descrições dos edifícios

Descrições padrões de todos os prédios	
Volume	110592 m ³
Dimensões dos pilares	60x60 cm
Dimensões das vigas	60x30 cm
Espessura das lajes	15 cm
Espaçamento entre pilares	4 m
Altura dos andares	3 m
Condições dos apoios	Fixos

3.1.3. Cargas Atuantes

As cargas atuantes em todas as estruturas são as cargas devido ao peso próprio, cargas permanentes adicionais, cargas acidentais, peso da fachada, ação do vento e ação sísmica.

São feitos quatro tipos de análise, sem majoração ou redução das cargas. A

primeira análise consiste no efeito de todas as cargas atuantes no sentido gravitacional, tais como o peso próprio, carga permanente adicional, carga acidental e peso da fachada. Na segunda, a ação do vento é analisada. Na terceira análise é considerado o efeito sísmico e na quarta todas as forças são agrupadas em uma combinação com fator de ponderação igual a um.

3.1.3.1. Cargas Gravitacionais

Na primeira análise em qual todas as cargas com sentido gravitacional são agrupadas, as cargas da tabela 6 são utilizadas em todos os edifícios, sendo que o peso próprio é de todos os elementos: vigas, colunas e lajes, a carga permanente adicional e a carga acidental são aplicadas em todas as lajes de todos os andares.

Tabela 3.3 - Cargas gravitacionais

Cargas gravitacionais	
Peso próprio	25 kN/m ³
Carga permanente adicional	2 kN/m ²
Carga acidental	5 kN/m ²

Com o peso próprio de 25 kN/m³, quando multiplicado pela espessura da laje de 15 centímetros, resulta em 3,75 kN/m². Com o volume padrão de 110592 m³ e a altura entre pavimentos de 3 metros, temos uma área total de 36864 m² e consequentemente um peso próprio total padrão para as lajes de 138240 kN ao longo de todos os modelos.

3.1.3.2. Cargas Laterais

As cargas laterais são transferidas aos elementos resistentes verticais através de diafragmas rígidos de transferência disponíveis no software ETABS conforme a figura 9 de exemplo para o modelo principal. A norma utilizada tanto para ações de sismos quanto para ações do vento é a ASCE 7-10.

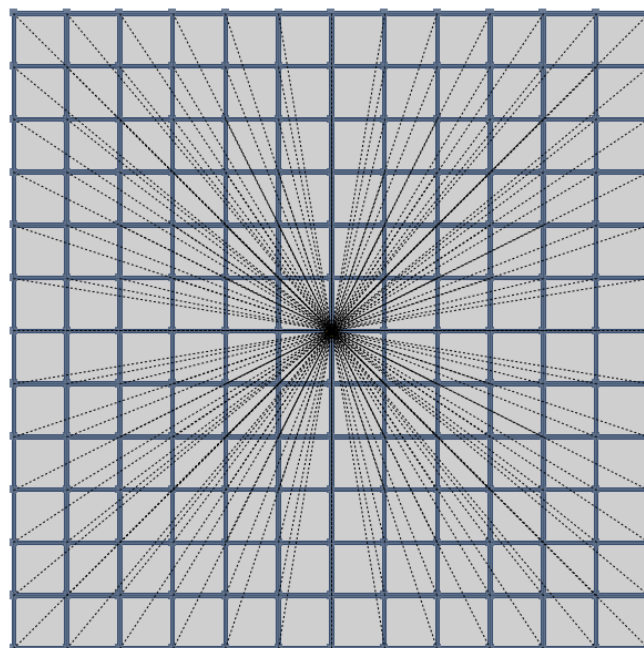


Figura 3.1 - Diafragma no modelo principal

3.1.3.2.1. Vento

O fator do efeito de rajada (G) é utilizado com o valor de 0,85, permitido pela ASCE 7-10 para edifícios rígidos, o fator de direcionalidade (K_d) é também utilizado com o valor de 0,85 de acordo com Ellingwood (1981) e Ellingwood *et al.* (1982), levando em conta a probabilidade reduzida da carga máxima do vento vir da mesma direção e a baixa probabilidade de coeficientes de pressão atingirem o valor máximo em uma mesma direção. O fator topográfico é considerado como 1 supondo uma região plana. O tipo de exposição é considerado como B, de acordo com a suposição de que todos os edifícios estão em áreas urbanas. A direção do vento, dada a simetria em todos os modelos, causa os mesmos efeitos com o ângulo de incidência em 0° ou em 90° , para análise é utilizado vento com incidência a 0° na direção do eixo x. A velocidade básica do vento é suposta em 55 m/s, de acordo com a Escala Fujita melhorada, uma velocidade capaz de causar danos consideráveis.

Todos os coeficientes são gerados e inseridos pelo próprio ETABS de acordo com a norma ASCE 7-10, bem como o coeficiente de exposição a pressão pela velocidade do vento K_z , e a pressão do vento para projeto para cada pavimento.

Tabela 3.4 - Dados para cargas geradas pela ação do vento

Padrão de dados para as cargas geradas pela ação do vento	
Parâmetros de exposição	
Velocidade básica do vento (V)	55 m/s
Direção do vento	0°
Categoria de exposição	B
Coeficiente de barvalento	ASCE 26.5.1
Coeficiente de sotavento	ASCE 27.4.1
Fatores e coeficientes	
Fator topográfico (K_{zt})	1
Fator de direcionalidade (K_d)	0,85
Coeficiente de exposição (K_z)	ASCE Tabela 27.3-1
Pressão de velocidade (q_z)	$0,613 K_z K_{zt} K_d V^2$
Fator do efeito de rajada (G)	0,85
Pressão para projeto (p)	ASCE 27.4.2

3.1.3.2.2. Sismo

Para comparação e análise dos modelos, são utilizados os dados de espectro de resposta disponíveis no site do Serviço Geológico dos Estados Unidos (USGS) referentes a capital do Equador, Quito. A aceleração aos 0,2 segundos é igual a 2,12g e a aceleração a 1 segundo é igual a 0,82g, dados disponíveis pela UFC-13, seguindo a probabilidade de 1% de colapso estrutural em 50 anos. A Classificação como verde indica que as avaliações probabilísticas regionais de risco são recentes ou são originárias de estudos recentes encomendados pelas forças armadas dos Estados Unidos.



Figura 3.2 - Dados sísmicos da cidade de Quito, Equador.
(<http://earthquake.usgs.gov> - acesso em 29/04/2016)

A taxa de amortecimento é estabelecida como 5%, o período de transição de longo prazo é estabelecido como 8 segundos e o tipo de solo é considerado como rocha, classe B, gerando os coeficientes de solo igual a 1 segundo a norma ASCE 7-10 especificado no item 11.4.2.

O espectro de resposta é calculado com base na norma ASCE 7-10 pelo ETABS a partir dos dados apresentados. Os valores para as curvas do espectro de resposta são, para solo classe B, dois terços das acelerações em 0,2 segundos e 1 segundo, então são respectivamente 1,4133g e 0,5467g.



Figura 3.3 - Espectro de resposta da cidade de Quito, Equador.

São utilizados o máximo de 12 casos modais a partir dos modos de vibração livre Eigenmodes para análise da resposta estrutural com base no espectro de resposta. Como a carga lateral é transferida para a vertical através de membranas rígidas, existem três graus de liberdade por andar (dois translacionais e um rotacional). As configurações do P-delta são não interativas baseadas na massa estrutural.

A superposição modal é feita com base nos modos gerados pelo espectro de resposta usando a combinação quadrática completa, a direção de aplicação da aceleração é somente na direção do eixo x a 0° , o amortecimento modal é constante de 5% e não há excentricidades nas membranas.

3.2. Modelos

As comparações são feitas entre o modelo principal e os modelos de cada grupo. Os modelos são separados em três grupos com a finalidade de analisar as diferentes características de formatos dos edifícios capazes de influenciar na eficiência da estrutura.

Para comparação geral, o modelo principal tem o formato cúbico com 48 metros de comprimento, 48 metros de largura e 48 metros de altura, com todos os dados gerais incorporados.

Tabela 3.5 - Dados do modelo principal

Modelo 0 (Principal)	
Área	48 metros x 48 metros
Altura	48 metros (16 andares)
Altura/Comprimento	1
Pilares	25,38%
Vigas	26,55%
Lajes	48,06%

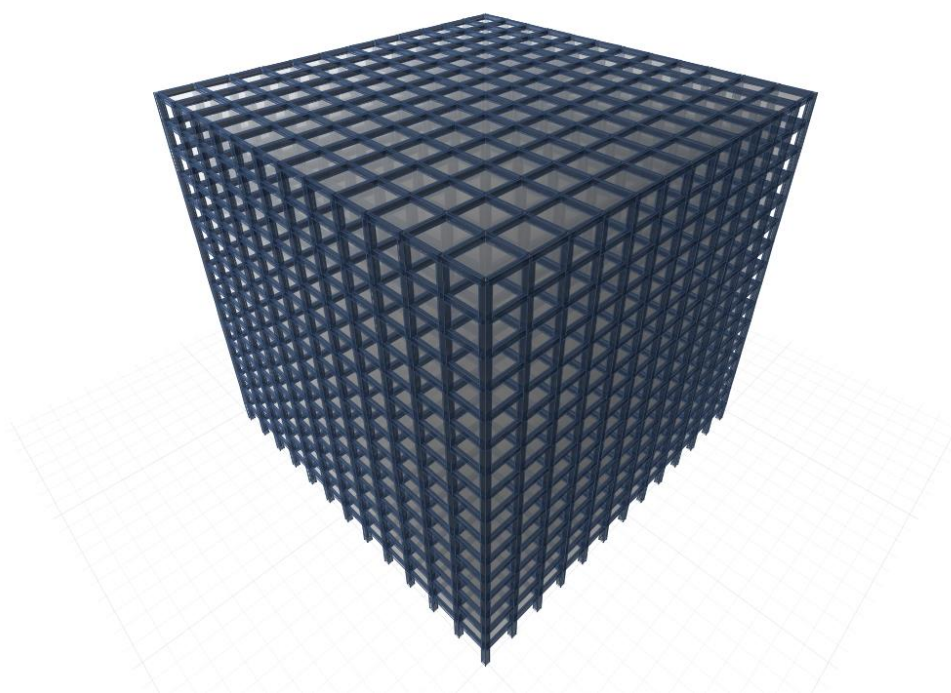


Figura 3.4 – Modelo principal em vista tridimensional

3.2.1. Primeiro Grupo

Os modelos do primeiro grupo são diferenciados com relação à altura e a área. Os quatro edifícios presentes nesse grupo, para apresentarem o mesmo volume, são submetidos a variações seguindo a fórmula do volume igual a área vezes altura. Edifícios com uma menor área apresentam uma maior altura e os que tem maior área apresentam menor altura. Os edifícios são descritos em ordem crescente de acordo com suas alturas.

Tabela 3.6 - Dados dos modelos do primeiro grupo

	Modelo 1	Modelo 2	Modelo 3	Modelo 4
Área	96 metros x 96 metros	64 metros x 64 metros	32 metros x 32 metros	24 metros x 24 metros
Altura	12 metros (4 andares)	27 metros (9 andares)	108 metros (36 andares)	192 metros (64 andares)
Altura/Comprimento	0,125	0,421875	3,375	8
Porcentagem de Pilares	24,18%	24,78%	26,57%	27,75%
Porcentagem de Vigas	26,31%	26,43%	26,77%	26,95%
Porcentagem de Lajes	49,52%	48,78%	46,66%	45,30%

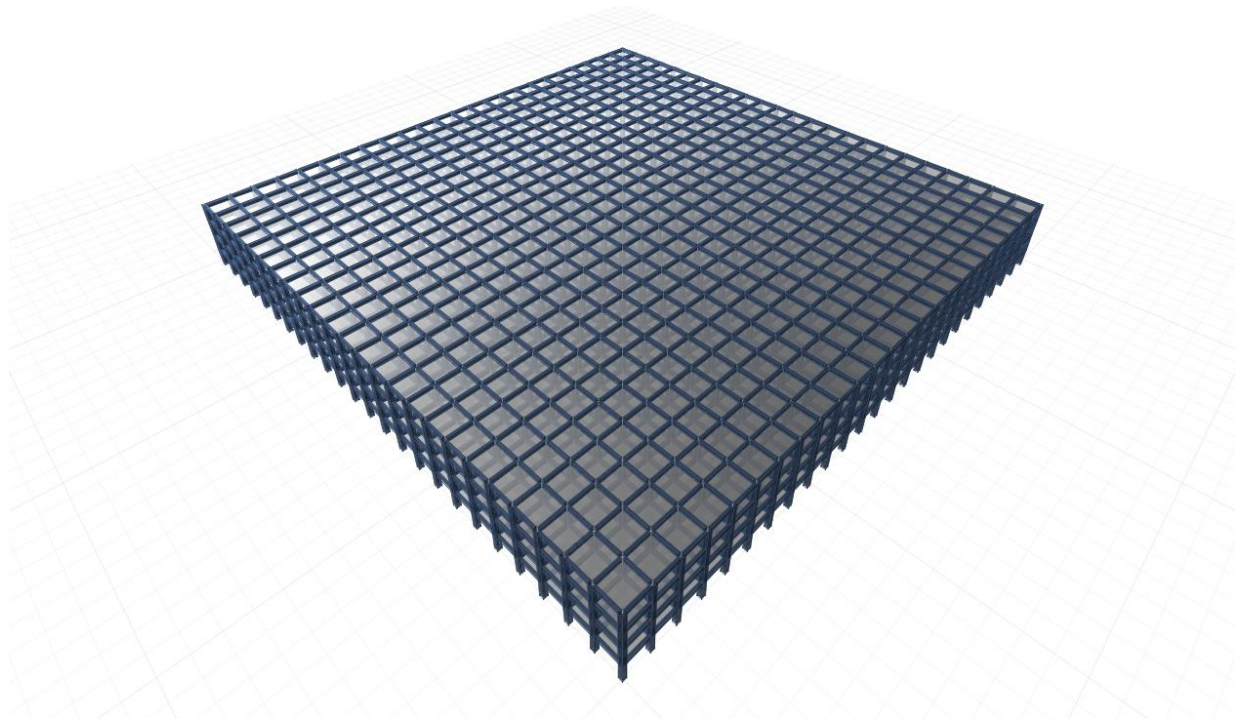


Figura 3.5 - Modelo 1 de 4 andares em vista tridimensional

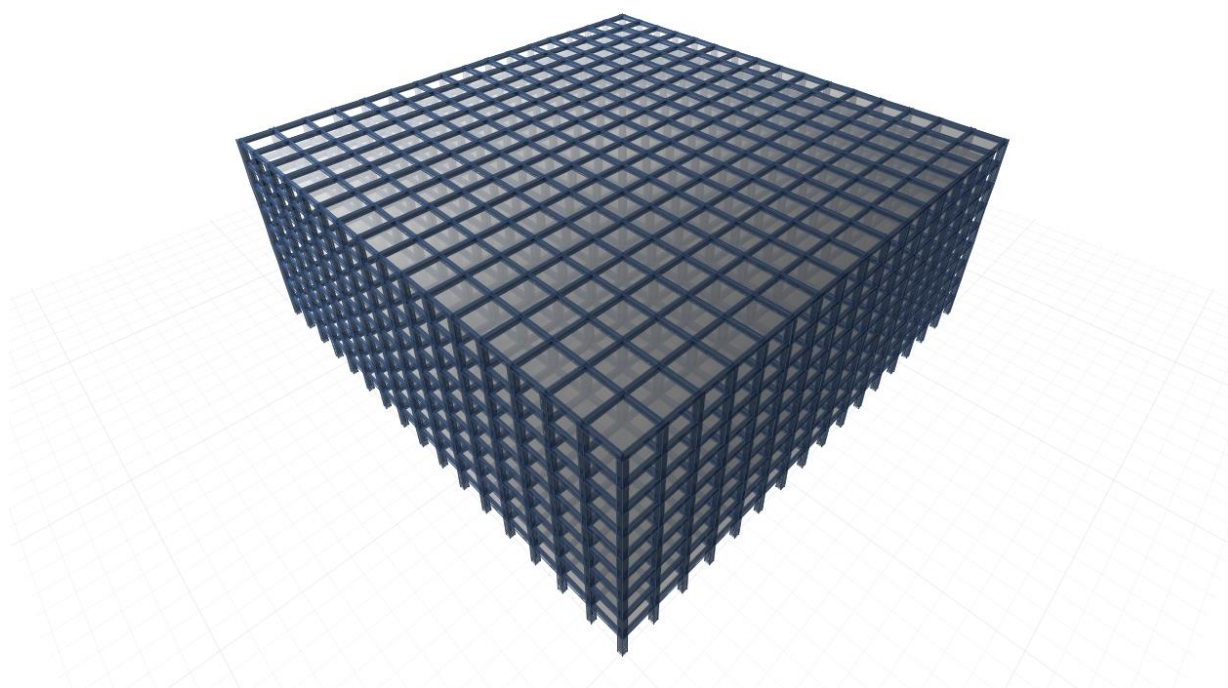


Figura 3.6 – Modelo 2 de 9 andares em vista tridimensional

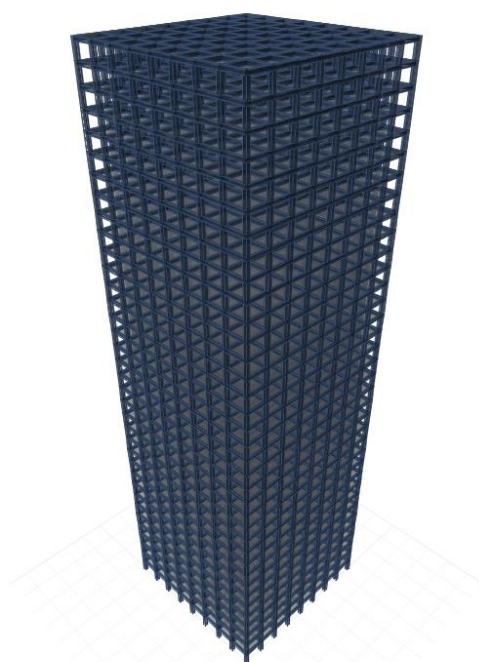


Figura 3.7 - Modelo 3 de 36 andares em vista tridimensional

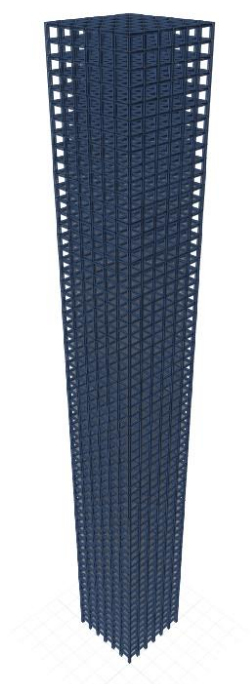


Figura 3.8 - Modelo 4 de 64 andares em vista tridimensional

3.2.2. Segundo Grupo

Os modelos do segundo grupo são diferenciados com relação ao tamanho da área da base para o tamanho da área do topo. Os quatro edifícios presentes nesse grupo, para apresentarem o mesmo volume, são submetidos a mudanças da área gradualmente até o topo. Os resultados são apresentados em ordem crescente da relação área maior dividido pela área menor.

Tabela 3.7 - Dados dos modelos do segundo grupo

	Modelo 5	Modelo 6	Modelo 7	Modelo 8
Área do 16º Andar	32 metros x 32 metros	24 metros x 24 metros	16 metros x 16 metros	8 metros x 8 metros
Área do 15º Andar	32 metros x 32 metros	24 metros x 24 metros	16 metros x 16 metros	8 metros x 8 metros
Área do 14º Andar	40 metros x 40 metros	24 metros x 24 metros	16 metros x 16 metros	16 metros x 16 metros
Área do 13º Andar	40 metros x 40 metros	24 metros x 24 metros	24 metros x 24 metros	16 metros x 16 metros
Área do 12º Andar	40 metros x 40 metros	32 metros x 32 metros	24 metros x 24 metros	16 metros x 16 metros
Área do 11º Andar	40 metros x 40 metros	32 metros x 32 metros	24 metros x 24 metros	24 metros x 24 metros
Área do 10º Andar	40 metros x 40 metros	40 metros x 40 metros	32 metros x 32 metros	32 metros x 32 metros
Área do 9º Andar	48 metros x 48 metros	40 metros x 40 metros	40 metros x 40 metros	40 metros x 40 metros
Área do 8º Andar	48 metros x 48 metros	48 metros x 48 metros	48 metros x 48 metros	40 metros x 40 metros
Área do 7º Andar	48 metros x 48 metros	48 metros x 48 metros	48 metros x 48 metros	48 metros x 48 metros
Área do 6º Andar	48 metros x 48 metros	56 metros x 56 metros	56 metros x 56 metros	48 metros x 48 metros
Área do 5º Andar	56 metros x 56 metros	64 metros x 64 metros	56 metros x 56 metros	56 metros x 56 metros
Área do 4º Andar	56 metros x 56 metros	64 metros x 64 metros	64 metros x 64 metros	64 metros x 64 metros
Área do 3º Andar	56 metros x 56 metros	64 metros x 64 metros	72 metros x 72 metros	72 metros x 72 metros
Área do 2º Andar	64 metros x 64 metros	64 metros x 64 metros	72 metros x 72 metros	80 metros x 80 metros
Área do 1º Andar	64 metros x 64 metros	72 metros x 72 metros	80 metros x 80 metros	88 metros x 88 metros
Área Maior / Menor	2	3	5	11
Porcentagem de Pilares	25,34%	25,25%	25,16%	25,06%
Porcentagem de Vigas	26,54%	26,52%	26,50%	26,47%
Porcentagem de Lajes	48,12%	48,23%	48,35%	48,46%

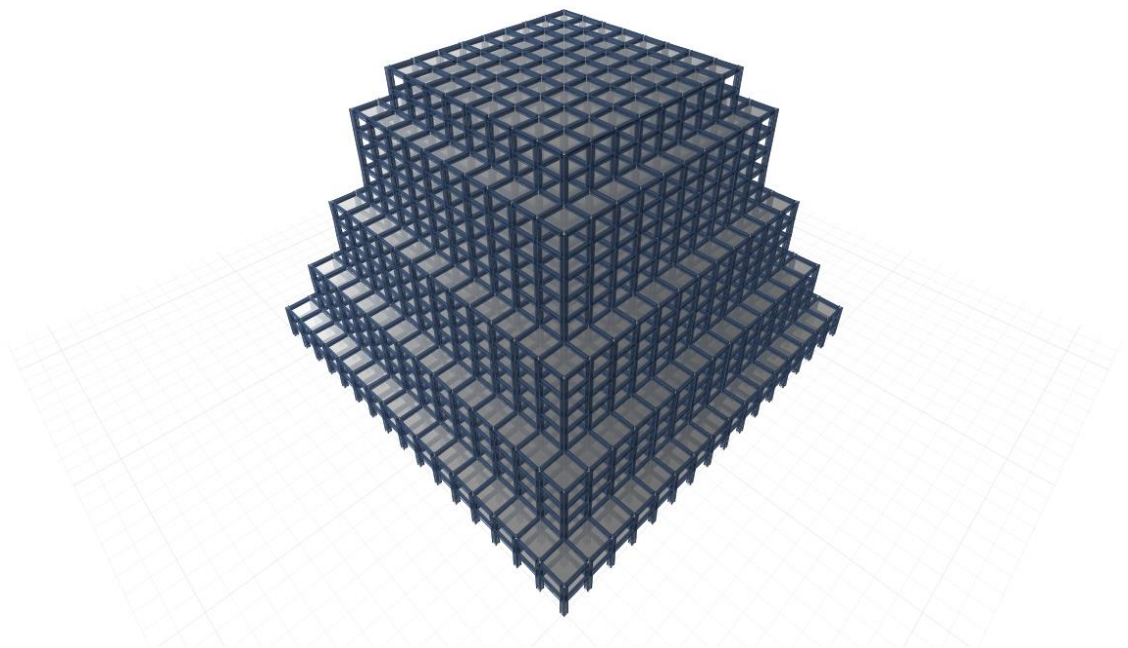


Figura 3.9 - Modelo 5 em vista tridimensional

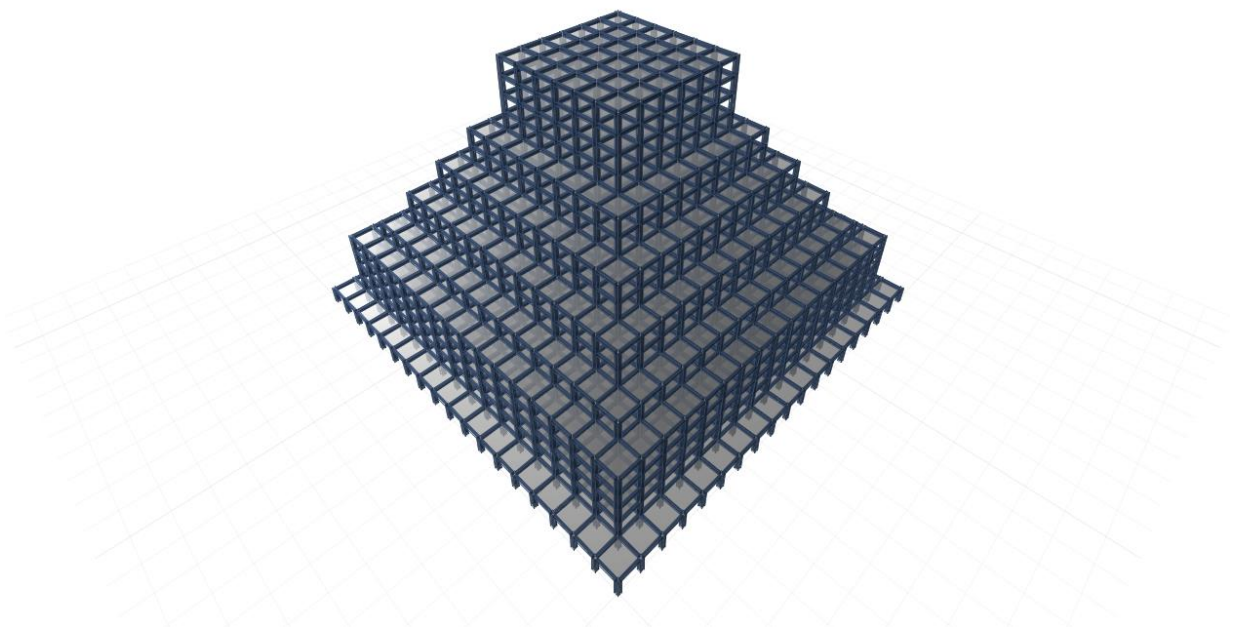


Figura 3.10 - Modelo 6 em vista tridimensional

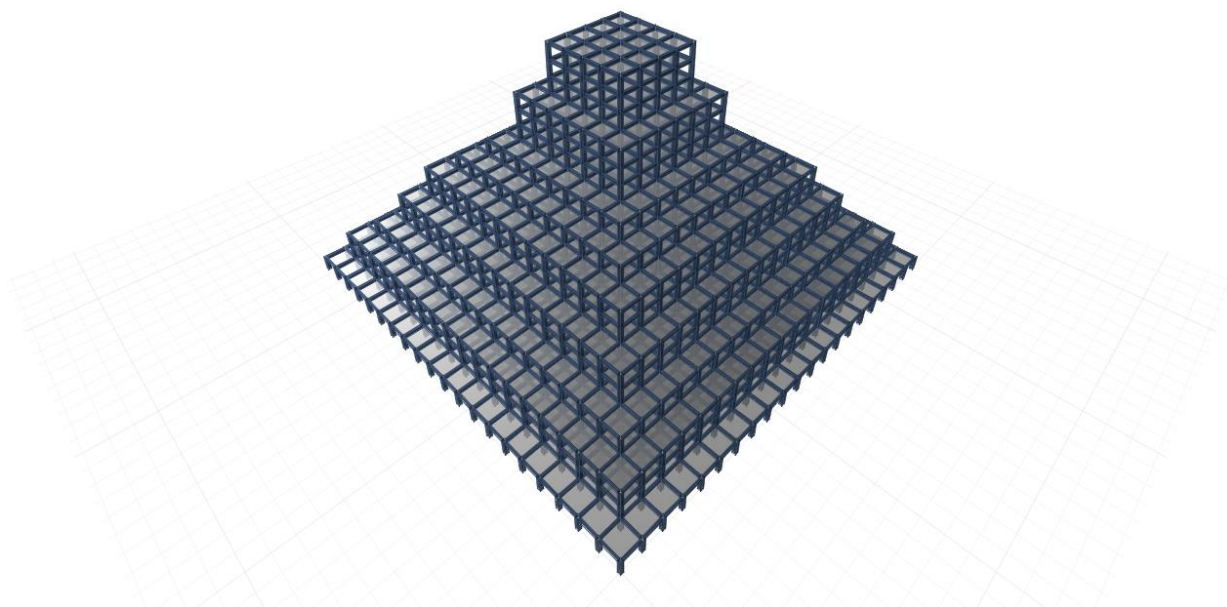


Figura 3.11 - Modelo 7 em vista tridimensional

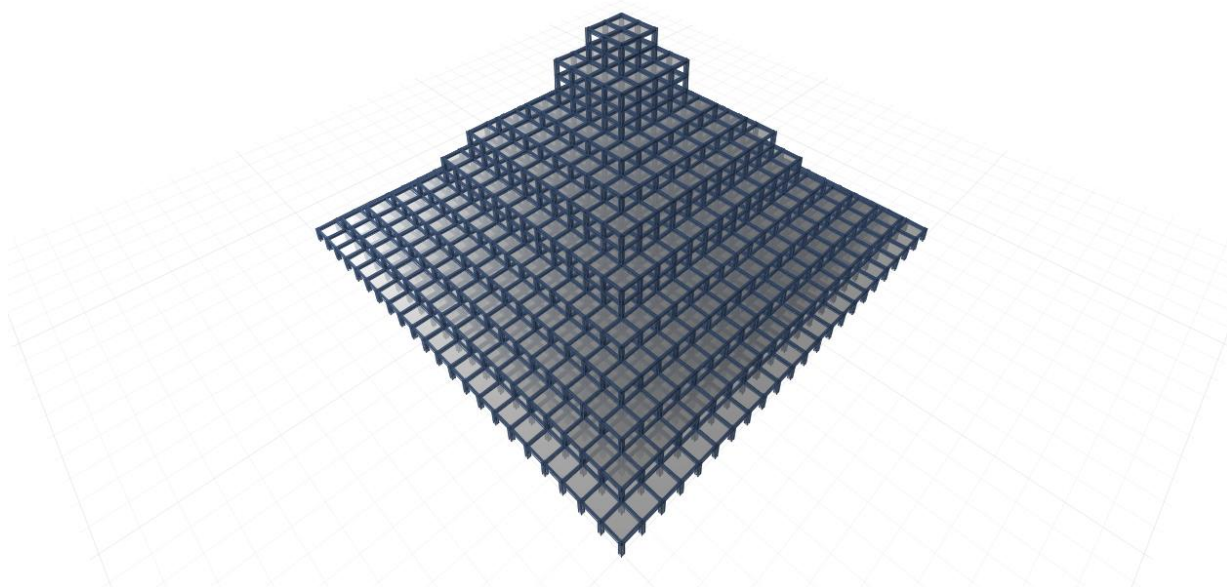


Figura 3.12 - Modelo 8 em vista tridimensional

3.2.3. Terceiro Grupo

Os modelos do terceiro grupo possuem a mesma altura e são diferenciados

conforme o formato dos seus pavimentos. A quantidade de vigas e pilares utilizados aumentam crescentemente conforme o número do modelo para possuírem o mesmo volume.

Tabela 3.8 - Dados dos modelos do terceiro grupo

	Modelo 9	Modelo 10	Modelo 11	Modelo 12
Porcentagem de Pilares	26,78%	27,33%	27,99%	29,13%
Porcentagem de Vigas	26,90%	27,11%	27,46%	28,68%
Porcentagem de Lajes	46,32%	45,56%	44,56%	42,18%

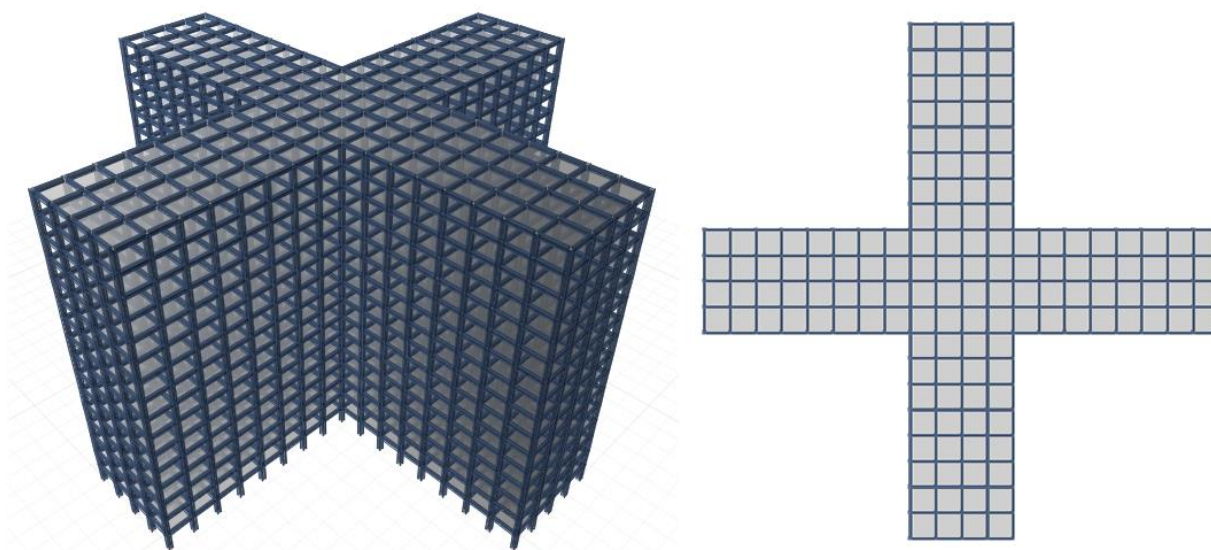


Figura 3.13 - Modelo 9 em vista tridimensional e superior

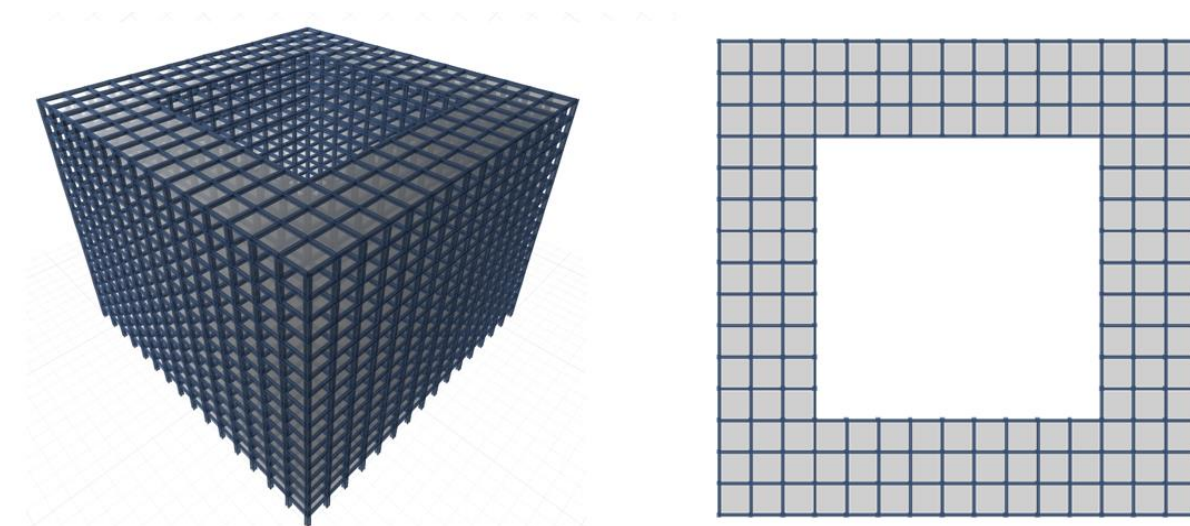


Figura 3.14 - Modelo 10 em vista tridimensional e superior

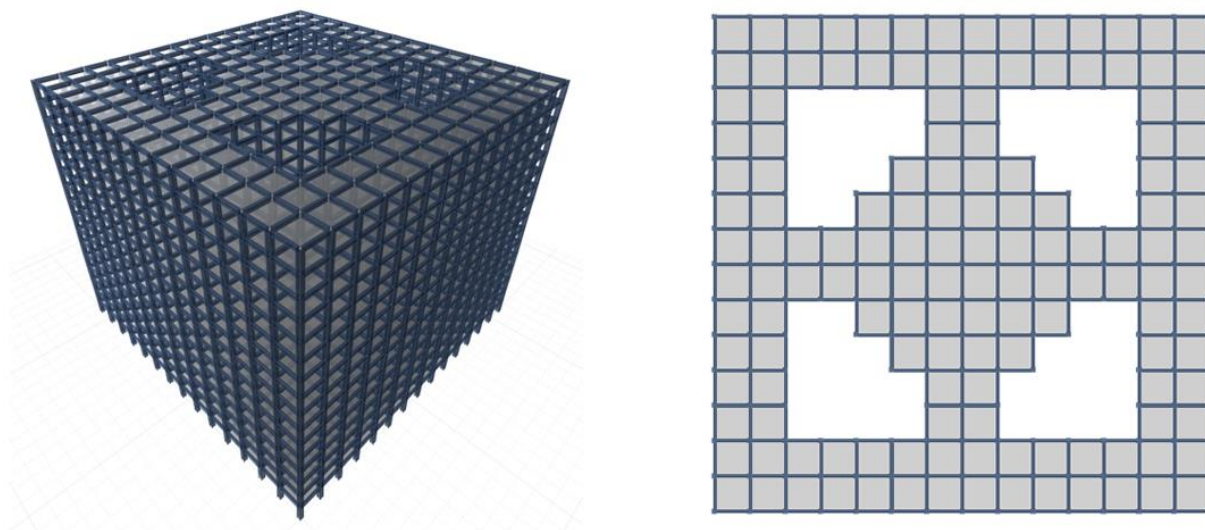


Figura 3.15 - Modelo 11 em vista tridimensional e superior

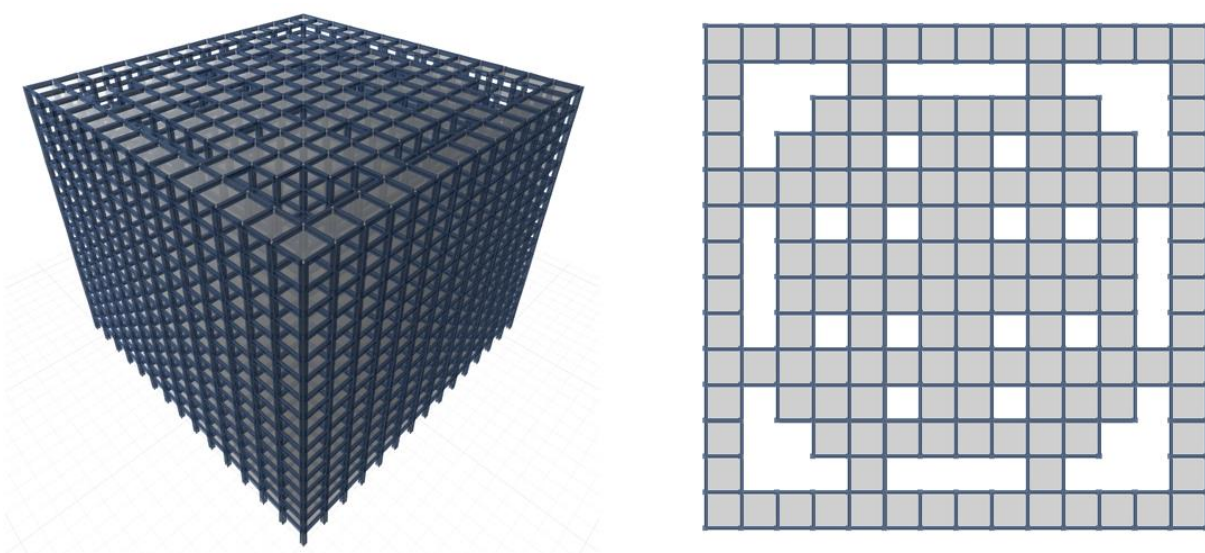


Figura 3.16 - Modelo 12 em vista tridimensional e superior

3.2.4. Considerações

Apesar dos modelos apresentarem o mesmo volume e o mesmo peso para todas suas lajes, para apresentarem diferenças no seu formato, são projetados com diferentes números de vigas e de pilares. A diferença de peso resulta em variações de -2,9% até 6,1% para o primeiro grupo, de -0,8% até -0,1% para o segundo grupo e de 3,8% até 13,9% para o terceiro grupo. A diferença de peso influencia em todos os resultados, pois as análises das ações gravitacionais levam em conta o peso

próprio e análises das ações laterais levam em conta o efeito P-delta com base na massa do edifício.

Tabela 3.9 - Peso total dos modelos e proporção de peso em relação ao modelo principal

Modelo	Peso Total	Proporção	Diferença
0	287626 kN	1,000	0 kN
1	279180 kN	0,971	-8446 kN
2	283376 kN	0,985	-4250 kN
3	296287 kN	1,030	8662 kN
4	305165 kN	1,061	17539 kN
5	287287 kN	0,999	-338 kN
6	286610 kN	0,996	-1015 kN
7	285934 kN	0,994	-1692 kN
8	285257 kN	0,992	-2369 kN
9	298454 kN	1,038	10829 kN
10	303437 kN	1,055	15811 kN
11	310262 kN	1,079	22637 kN
12	327715 kN	1,139	40090 kN

4. Resultados

Para obtenção de resultados comparativos entre os diferentes edifícios, são analisadas as informações da tabela 13.

Tabela 4.1 - Informações para análise

Dados para Análise
Forças e momentos máximos nos pilares
Forças e momentos máximos nas vigas
Deslocamentos máximos
Reações na base
Forças e momentos nos andares
Deslocamento dos andares
Deslocamento entre andares

Primeiramente é feita a análise completa do modelo principal para comparação com os demais. Posteriormente é analisado os resultados dos modelos de cada grupo para cada força atuante (gravidade, sismo e vento) e comparado os resultados entre os modelos do próprio grupo e entre o modelo principal.

4.1. Modelo Principal

Considerando a base como um único elemento, temos as forças e momentos resultantes de cada tipo de ação. A força da gravidade atua em sentido vertical gerando um momento fletor igual em M_x e em M_y e as forças sísmicas e do vento atuam no sentido horizontal gerando um momento torsor em M_z e um momento fletor em M_y .

Tabela 4.2 - Reações na base do modelo 0

Reações na Base			
	Gravidade	Sismo	Vento
Fz	545674 kN	-	-
Fx	-	127584 kN	3829 kN
My	13096166 kN.m	3835702 kN.m	100068 kN.m
Mz	-	3062009 kN.m	91900 kN.m

O deslocamento máximo alcançado dentre todos os pontos de análise do ETABS é nulo para a força horizontal devido à gravidade e apresenta valores maiores para o deslocamento horizontal e angular devido a sismos, e quase maiores para deslocamentos verticais, sendo menor que o deslocamento provocado pela força

gravitacional.

A diferença entre deslocamentos verticais pelas cargas gravitacionais e sísmicas é pouca, enquanto a pelo vento é praticamente nula.

Para os deslocamentos horizontais, observa-se o grande impacto que as cargas sísmicas desempenham em uma estrutura, atingindo valores maiores em 37 vezes do que o deslocamento causado pelo vento.

Tabela 4.3 - Deslocamentos máximos do modelo 0

Deslocamentos Máximos			
	Gravidade	Sismo	Vento
Vertical	8 mm	7 mm	0 mm
Horizontal	-	188 mm	5 mm
Angular	0,0002 rad	0,0050 rad	0,0001 rad

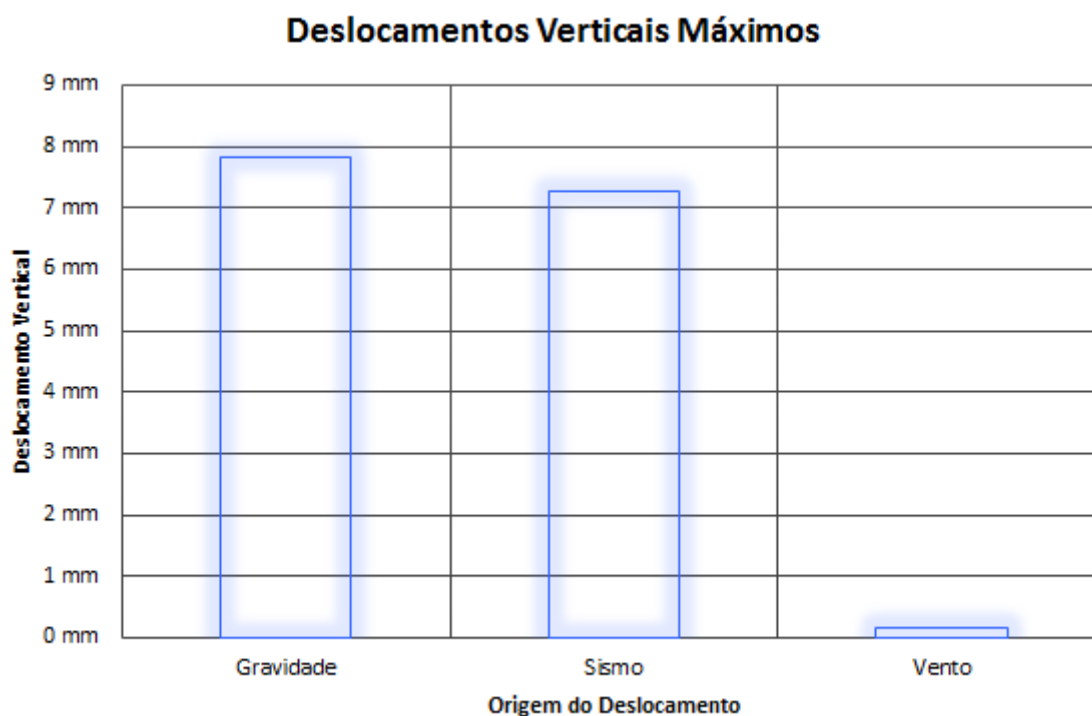


Figura 4.1 - Deslocamentos verticais máximos no modelo 0

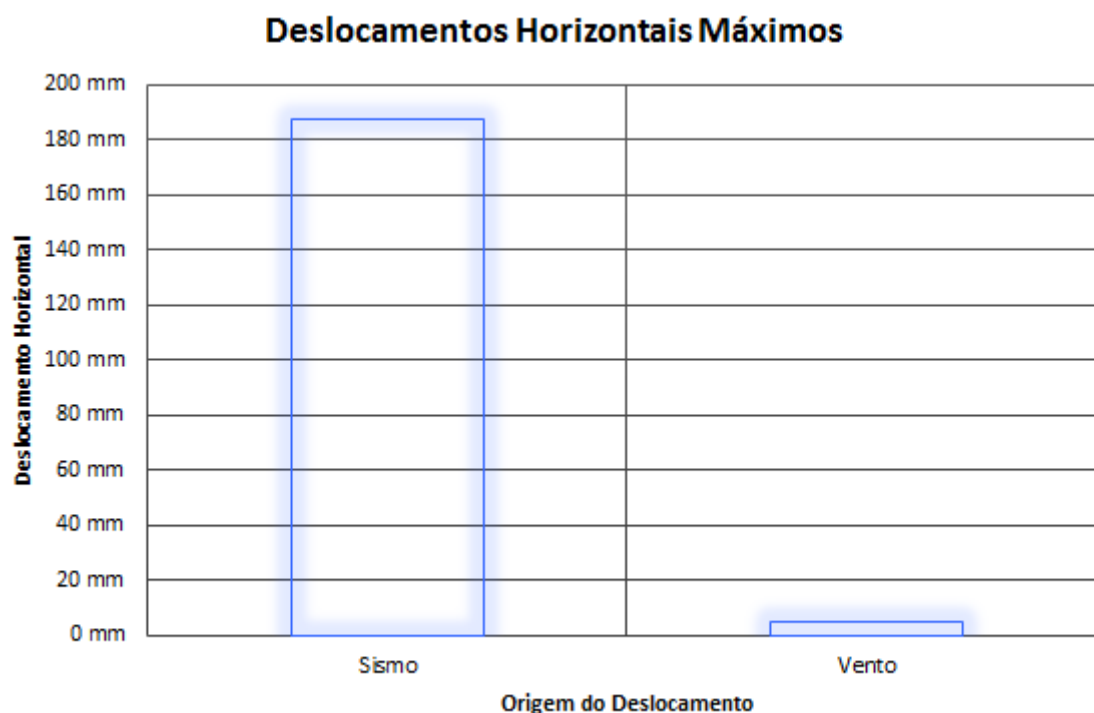


Figura 4.2 - Deslocamentos horizontais máximos no modelo 0

Para os deslocamentos resultantes obtidos através do método dos elementos finitos para as cargas gravitacionais, tem-se os maiores deslocamentos apresentados radialmente no topo do modelo, enquanto os deslocamentos resultantes pelas cargas sísmicas e de vento apresentam valores aproximados no topo, distribuídos de forma aproximadamente linear pelo modelo.

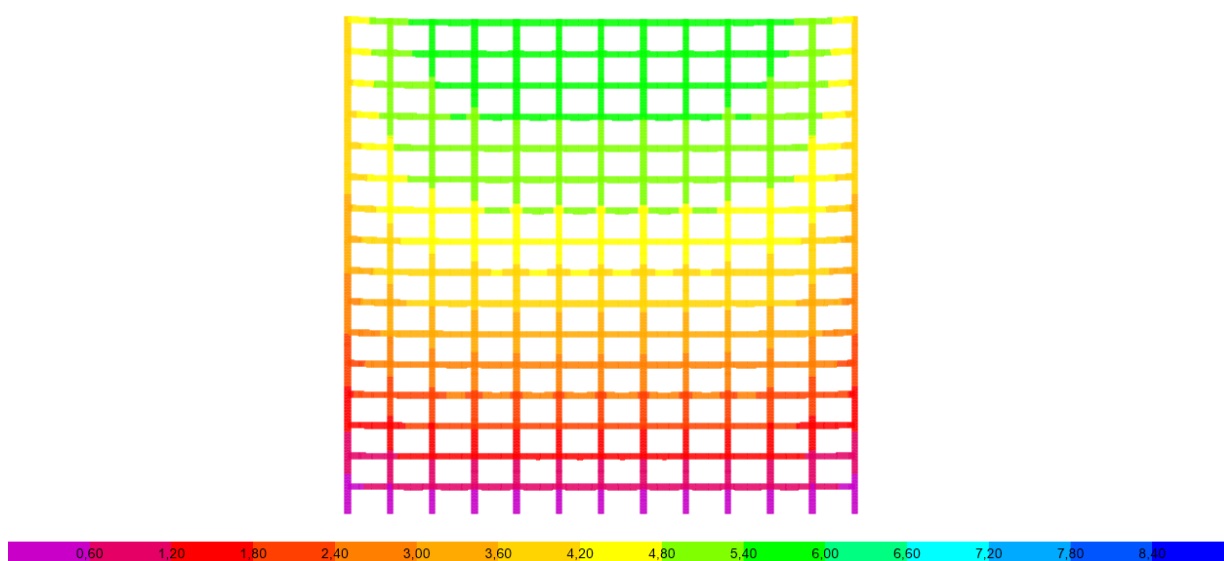


Figura 4.3 – Deslocamentos em milímetros provocados pela gravidade no modelo 0 (ETABS v15.0)

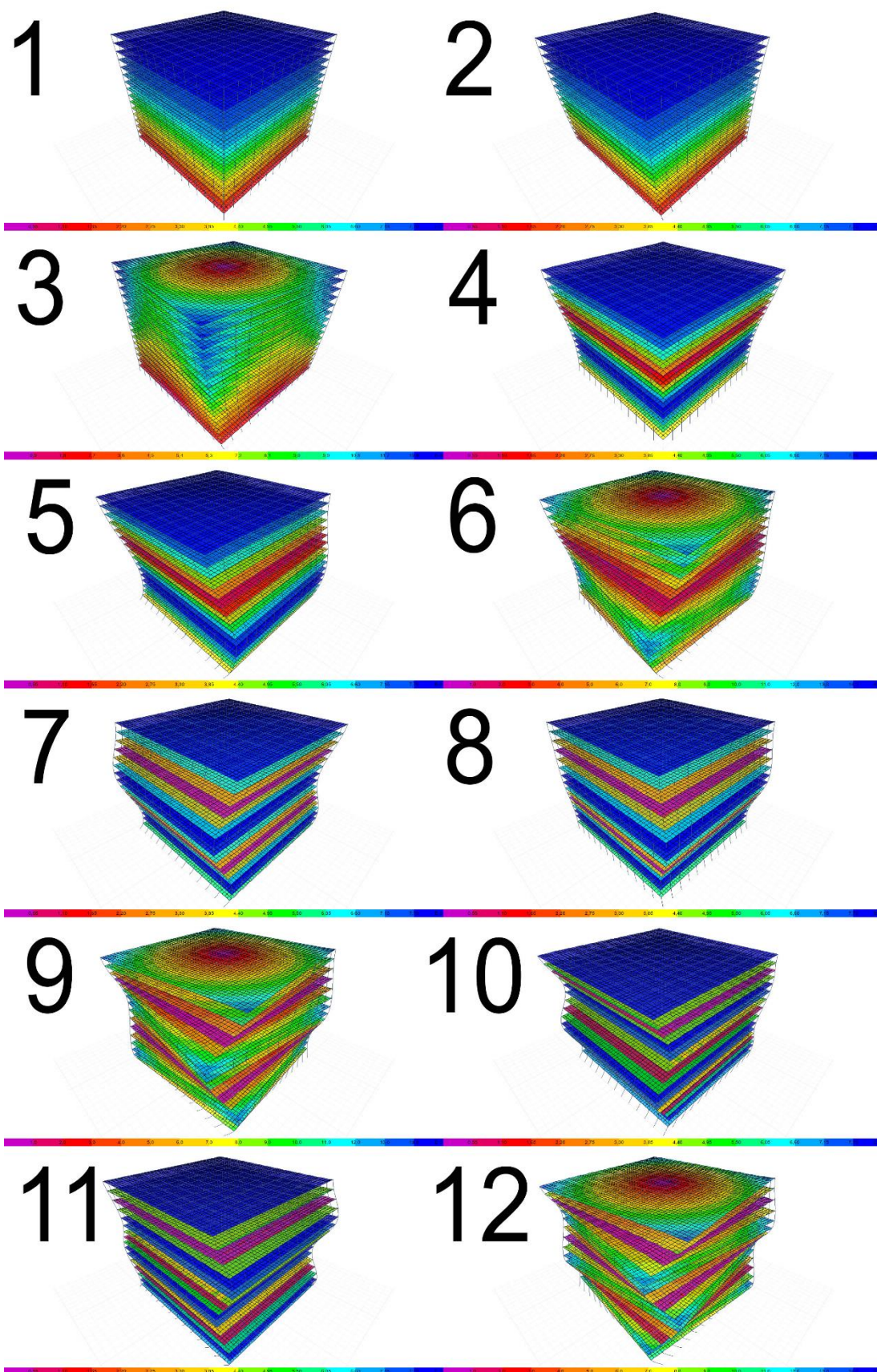
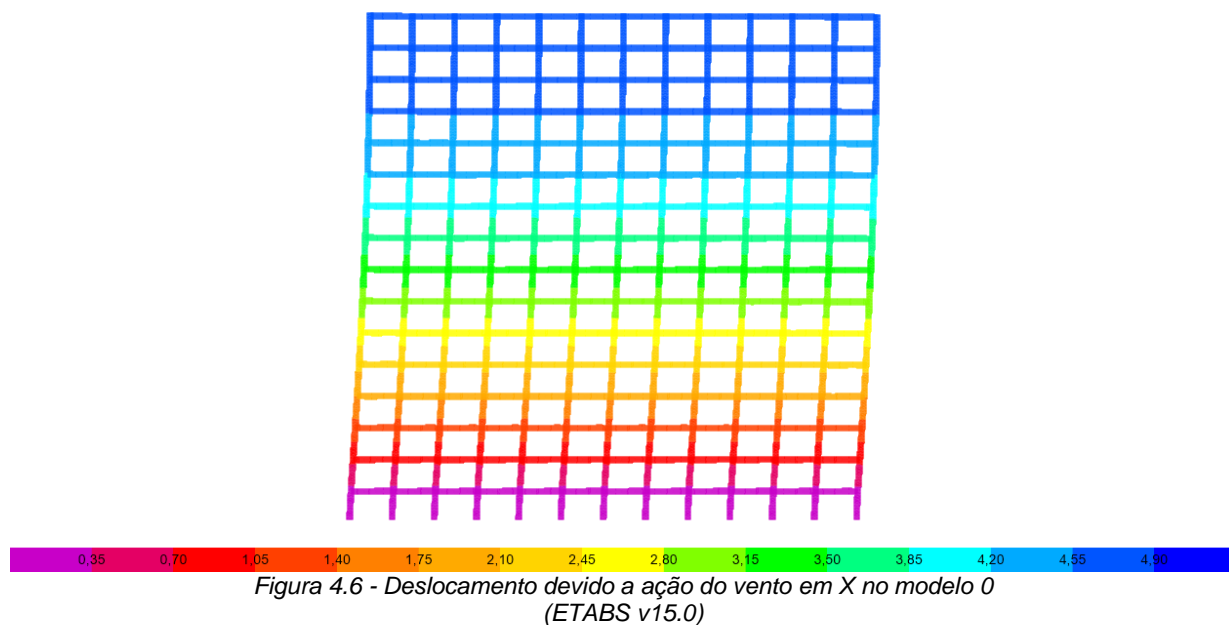
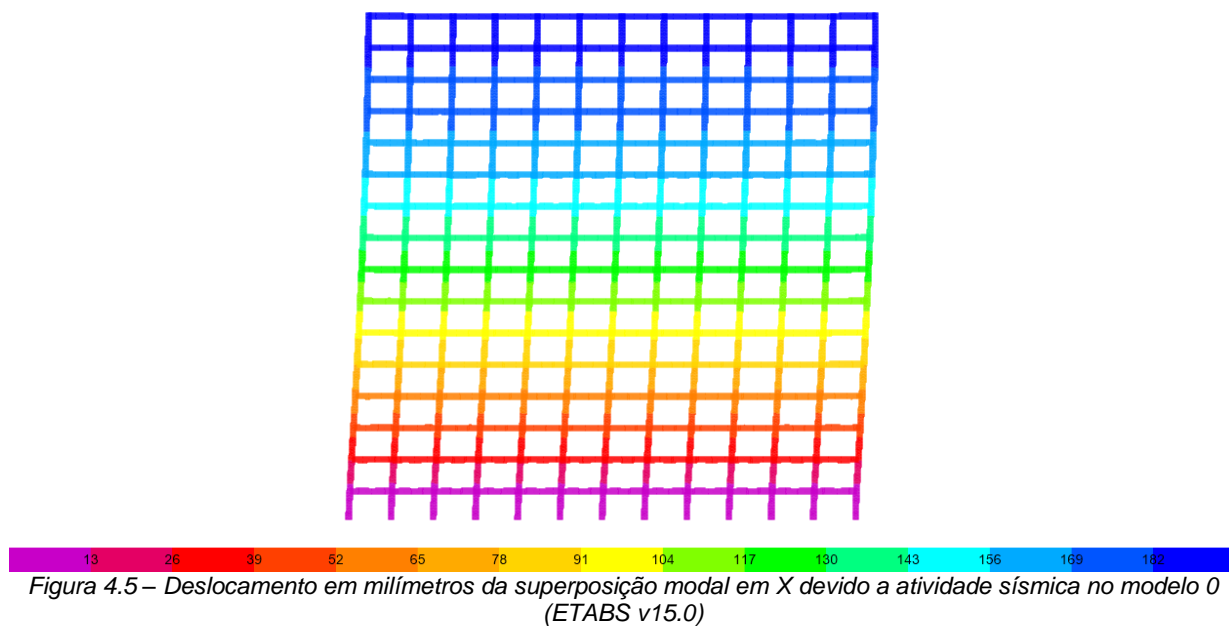


Figura 4.4 - Deslocamentos tridimensionais dos modos devido a atividade sísmica no modelo 0 (ETABS v15.0)



As forças e momentos resultantes nos pilares e vigas apresentam valores maiores para atividades sísmicas, sendo que a influência da carga gravitacional se destaca para o resultado das forças axiais nos pilares.

Tabela 4.4 - Forças e momentos máximos nas vigas no modelo 0

Forças e Momentos Máximos nas Vigas			
	Gravidade	Sismo	Vento
Força Cisalhante	82 kN	536 kN	15 kN
Momento Torsor	10 kN.m	89 kN.m	3 kN.m
Momento Fletor	84 kN.m	923 kN.m	26 kN.m

Tabela 4.5 - Forças e momentos máximos nos pilares no modelo 0

Forças e Momentos Máximos nos Pilares			
	Gravidade	Sismo	Vento
Força Axial	3671 kN	4912,65 kN	128,33 kN
Força Cisalhante	62 kN	816,09 kN	23,85 kN
Momento Fletor	78 kN.m	1612,82 kN.m	48,04 kN.m

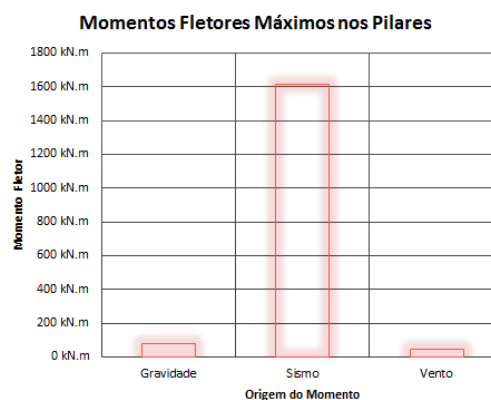
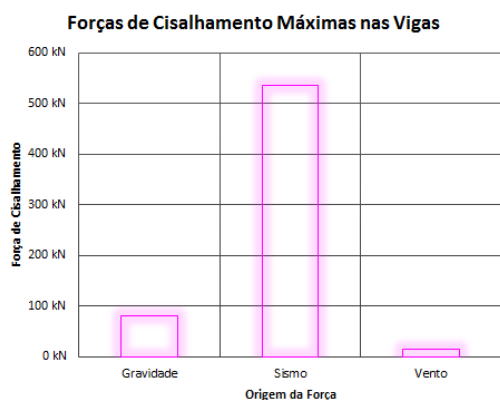
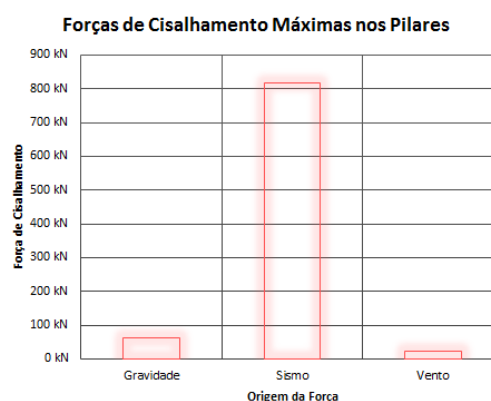
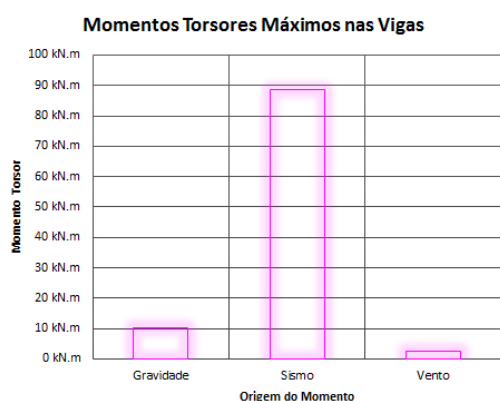
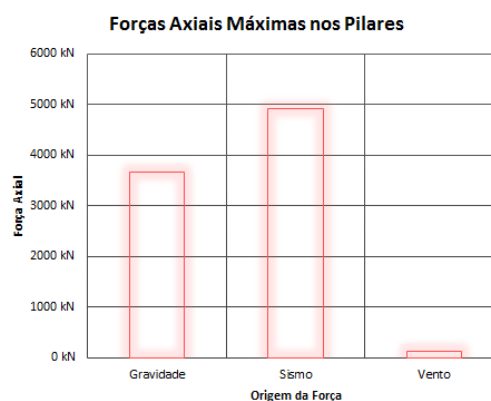
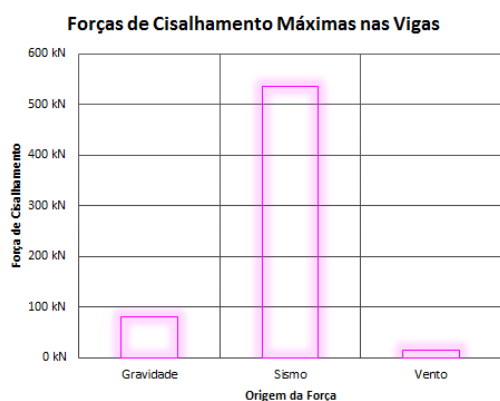


Figura 4.7 - Forças e momentos máximos nos pilares e vigas no modelo 0

Considerando novamente a estrutura com os andares como se fossem um único elemento, além das forças e momentos atuantes na base, podemos extrair as forças e momentos atuantes por andar, tendo uma influência maior da carga gravitacional para os momentos no eixo global Y e uma influência maior das atividades sísmicas quando comparadas ao vento nos resultados do momento no eixo global Z, também conhecido como momento de tombamento do edifício.

As forças devido à gravidade atuam em sentido vertical no modelo, enquanto as forças laterais atuam em sentido horizontal.

Tabela 4.6 - Forças e momentos nos andares pela atividade gravitacional no modelo 0

Forças e Momentos dos Andares (Gravidade)		
Andar	Força Vertical	Momento Fletor
0	545674 kN	13096166 kN.m
1	511569 kN	12277656 kN.m
2	477464 kN	11459146 kN.m
3	443360 kN	10640635 kN.m
4	409255 kN	9822125 kN.m
5	375151 kN	9003614 kN.m
6	341046 kN	8185104 kN.m
7	306941 kN	7366594 kN.m
8	272837 kN	6548083 kN.m
9	238732 kN	5729573 kN.m
10	204628 kN	4911062 kN.m
11	170523 kN	4092552 kN.m
12	136418 kN	3274042 kN.m
13	102314 kN	2455531 kN.m
14	68209 kN	1637021 kN.m
15	34105 kN	818510 kN.m
16	0 kN	0 kN.m

Tabela 4.7 - Forças e momentos nos andares pela atividade sísmica no modelo 0

Forças e Momentos dos Andares (Sismo)			
Andar	Força Horizontal	Momento Torsor	Momento Fletor
0	128886 kN	3093266 kN.m	3868815 kN.m
1	127228 kN	3053469 kN.m	3516761 kN.m
2	123522 kN	2964527 kN.m	3173878 kN.m
3	118573 kN	2845752 kN.m	2842584 kN.m
4	113120 kN	2714869 kN.m	2523820 kN.m
5	107451 kN	2578830 kN.m	2217694 kN.m
6	101637 kN	2439288 kN.m	1924083 kN.m
7	95762 kN	2298299 kN.m	1642879 kN.m
8	89802 kN	2155254 kN.m	1374240 kN.m
9	83446 kN	2002703 kN.m	1119029 kN.m
10	76259 kN	1830218 kN.m	879149 kN.m
11	67935 kN	1630434 kN.m	657476 kN.m
12	58208 kN	1396987 kN.m	457743 kN.m
13	46600 kN	1118390 kN.m	284890 kN.m
14	32554 kN	781292 kN.m	145597 kN.m
15	16002 kN	384056 kN.m	48007 kN.m
16	0 kN	0 kN.m	0 kN.m

Tabela 4.8 - Forças e momentos nos andares pela atividade do vento no modelo 0

Forças e Momentos dos Andares (Vento)			
Andar	Força Horizontal	Momento Torsor	Momento Fletor
0	3866 kN	92791 kN.m	100969 kN.m
1	3667 kN	88004 kN.m	89370 kN.m
2	3460 kN	83039 kN.m	78370 kN.m
3	3241 kN	77793 kN.m	67990 kN.m
4	3013 kN	72321 kN.m	58266 kN.m
5	2778 kN	66665 kN.m	49226 kN.m
6	2535 kN	60848 kN.m	40892 kN.m
7	2287 kN	54891 kN.m	33286 kN.m
8	2034 kN	48807 kN.m	26425 kN.m
9	1775 kN	42608 kN.m	20324 kN.m
10	1513 kN	36302 kN.m	14998 kN.m
11	1246 kN	29898 kN.m	10460 kN.m
12	975 kN	23402 kN.m	6723 kN.m
13	701 kN	16819 kN.m	3798 kN.m
14	423 kN	10154 kN.m	1696 kN.m
15	142 kN	3412 kN.m	426 kN.m
16	0 kN	0 kN.m	0 kN.m

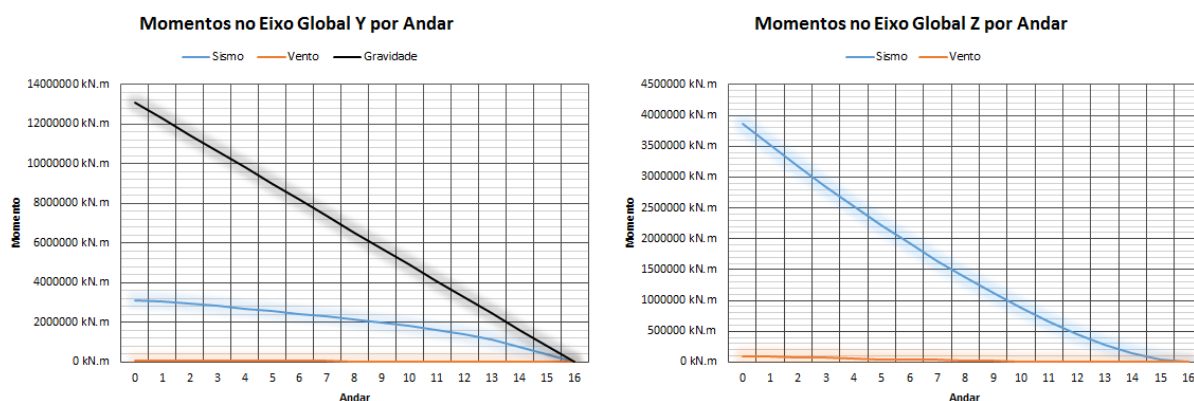


Figura 4.8 - Momentos por andares nos diferentes eixos globais no modelo 0

Os deslocamentos horizontais de cada andar devido as forças laterais apresentam valores maiores para a atividade sísmica quando comparada as atividades do vento no modelo principal, e para cálculo de elasticidade de um andar os deslocamentos entre o andar e o seu inferior são extraídos.

Tabela 4.9 - Deslocamentos horizontais totais e seus inferiores no modelo 0

Deslocamento Horizontal		
Andar	Sismo	Vento
0	0 mm	0 mm
1	11 mm	0 mm
2	28 mm	1 mm
3	46 mm	1 mm
4	63 mm	2 mm
5	80 mm	2 mm
6	95 mm	3 mm
7	110 mm	3 mm
8	124 mm	3 mm
9	136 mm	4 mm
10	148 mm	4 mm
11	158 mm	4 mm
12	167 mm	4 mm
13	174 mm	5 mm
14	180 mm	5 mm
15	185 mm	5 mm
16	188 mm	5 mm

Tabela 4.10 - Deslocamentos horizontais entre andares e seus inferiores no modelo 0

Drift		
Andar	Sismo	Vento
0	0 mm	0,0 mm
1	11 mm	0,3 mm
2	17 mm	0,5 mm
3	18 mm	0,5 mm
4	17 mm	0,5 mm
5	17 mm	0,4 mm
6	16 mm	0,4 mm
7	15 mm	0,4 mm
8	14 mm	0,3 mm
9	13 mm	0,3 mm
10	11 mm	0,3 mm
11	10 mm	0,2 mm
12	9 mm	0,2 mm
13	8 mm	0,2 mm
14	6 mm	0,1 mm
15	4 mm	0,1 mm
16	3 mm	0,0 mm

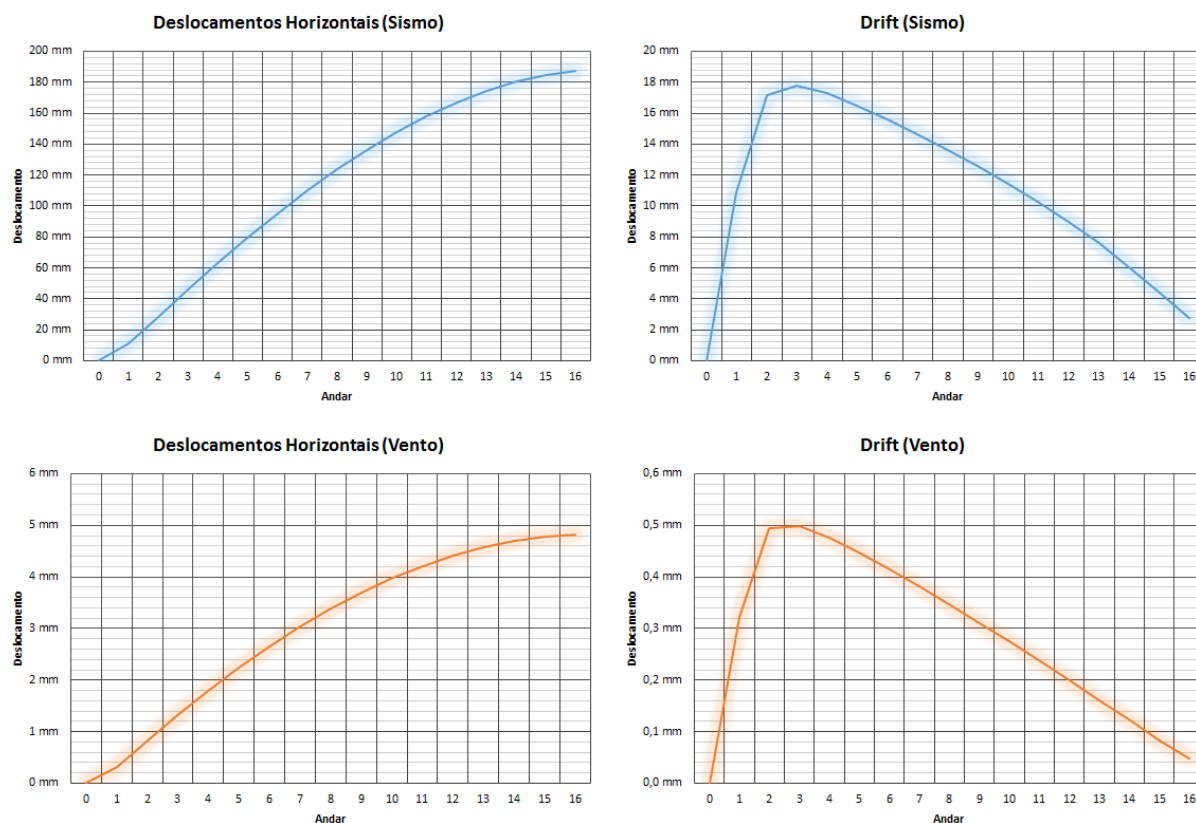


Figura 4.9 - Deslocamentos horizontais totais e entre andares e seus inferiores no modelo 0

4.2. Primeiro Grupo

Para começar, os resultados da análise do primeiro grupo são apresentados em ordem crescente da relação altura/comprimento com a finalidade de entender a influência da relação entre a inércia de um edifício na sua eficiência estrutural. É incluso nos resultados do grupo para fim de comparação os resultados obtidos no modelo principal, aonde a relação altura/comprimento é igual a 1.

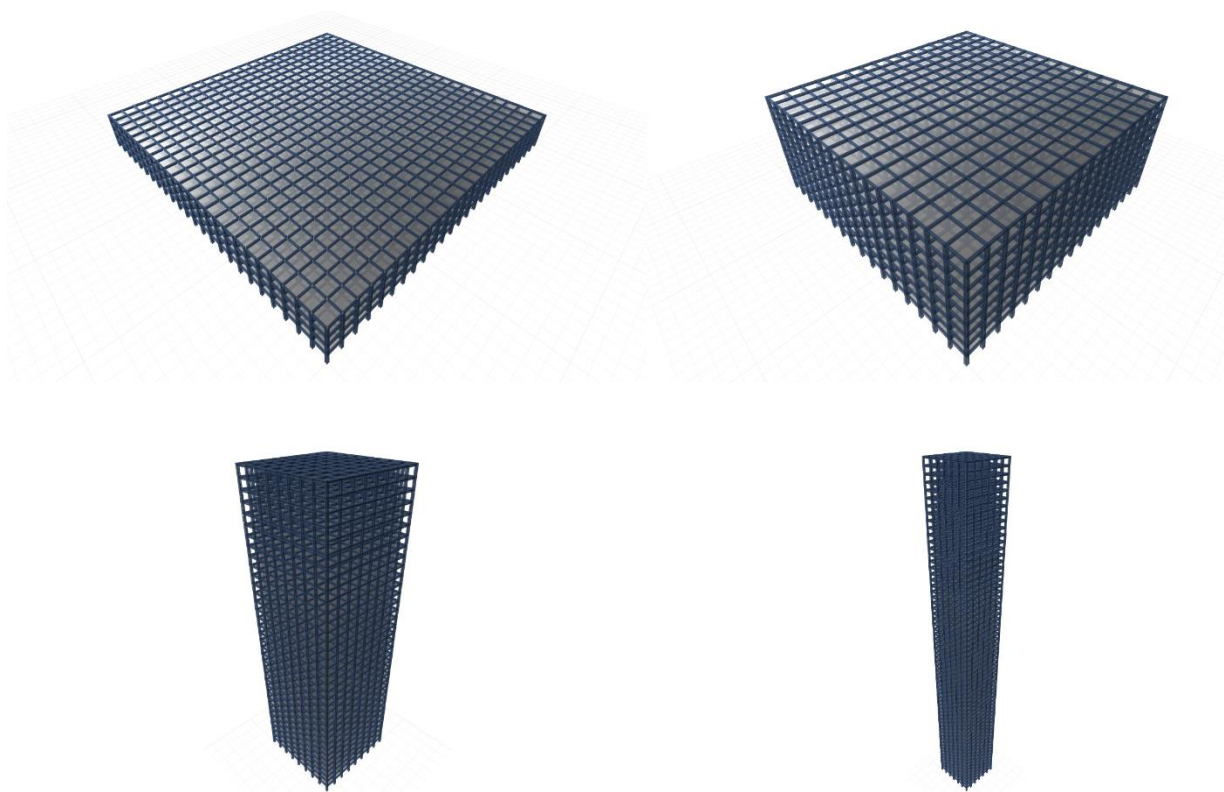


Figura 4.10 - Primeiro grupo em vista tridimensional

4.2.1. Ações Gravitacionais

Na base do edifício, as forças verticais aumentam e o momento fletor diminui conforme o aumento da altura.

Tabela 4.11 - Reações na base devido as cargas gravitacionais no primeiro grupo

Reações na Base (Gravidade)				
	Modelo 1	Modelo 2	Modelo 3	Modelo 4
Força Vertical	537228 kN	541424 kN	554335 kN	563213 kN
Momento Fletor	25786944 kN.m	17325562 kN.m	8869363 kN.m	6758554 kN.m

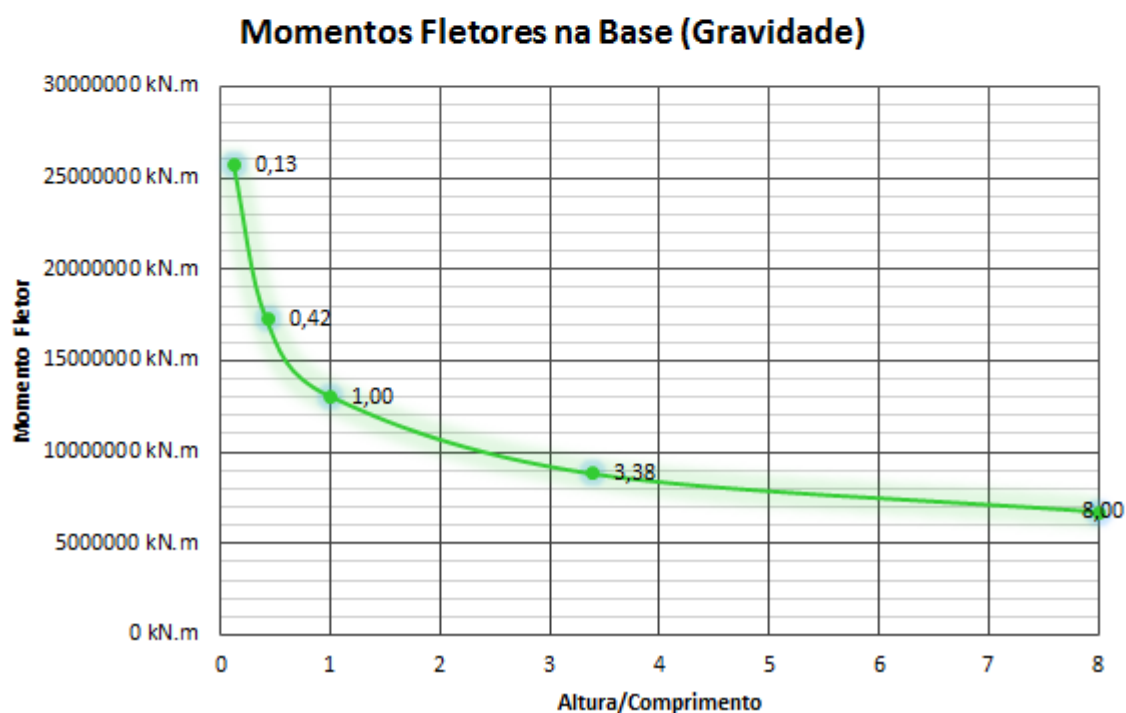
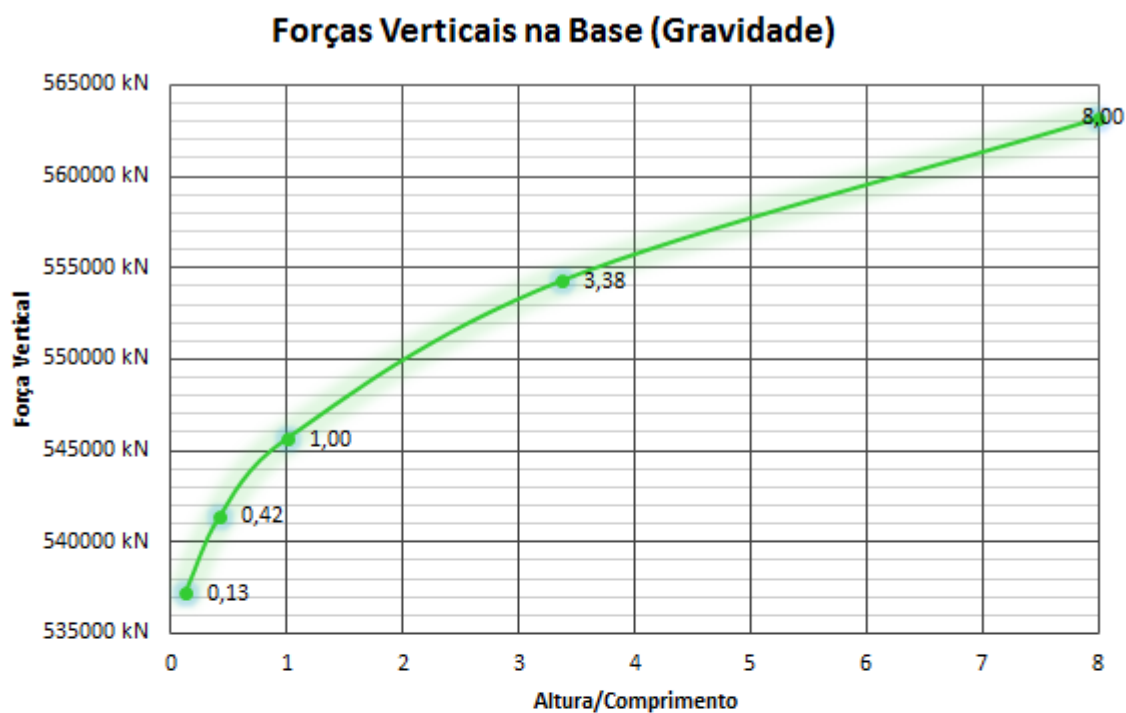


Figura 4.11 - Reações na base devido as cargas gravitacionais no primeiro grupo

Os deslocamentos máximos encontram-se sempre nos últimos andares de cada edifício, e apresentam crescimento conforme o aumento da altura. Observa-se um comportamento aproximadamente linear na relação altura/comprimento para o deslocamento máximo.

Tabela 4.12 - Deslocamentos máximos devido as cargas gravitacionais no primeiro grupo

Deslocamentos Máximos (Gravidade)				
	Modelo 1	Modelo 2	Modelo 3	Modelo 4
Vertical	0,6 mm	2,6 mm	35,5 mm	97,9 mm

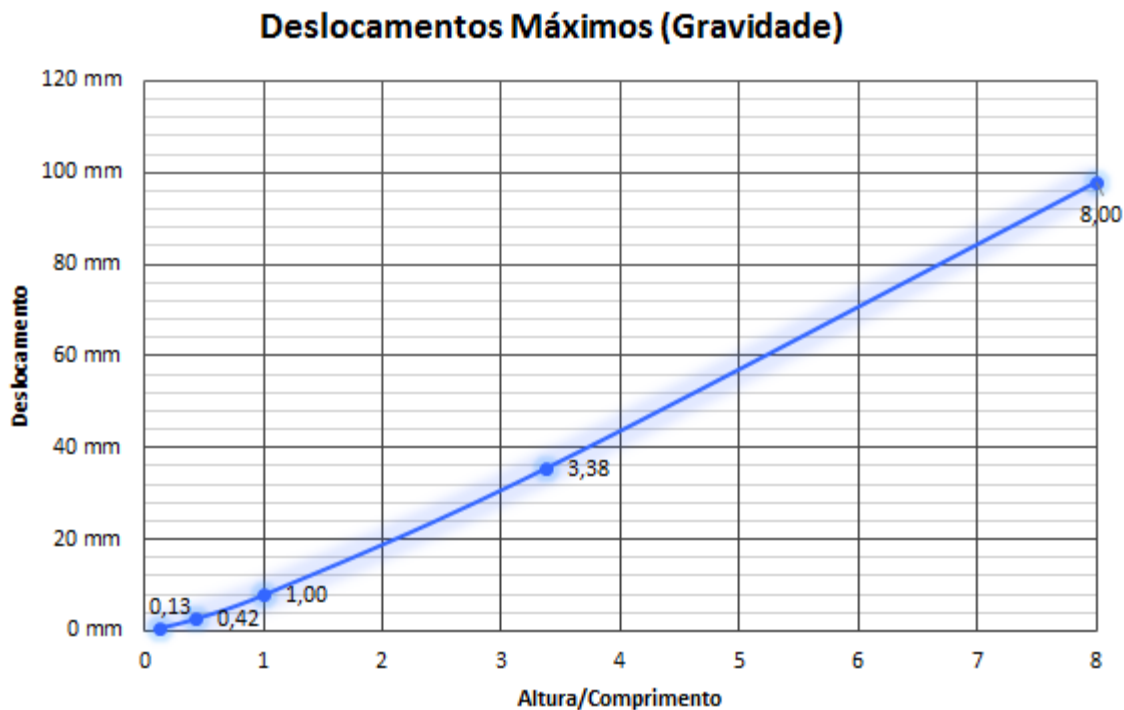


Figura 4.12 - Deslocamentos máximos devido as cargas gravitacionais no primeiro grupo

As forças e momentos máximos nas vigas devido as cargas gravitacionais apresentam crescimento conforme o aumento da altura. Para o crescimento com relação altura/comprimento o gráfico apresenta comportamento curvilíneo.

As reações máximas nas vigas acontecem sempre no penúltimo andar e as reações máximas de forças cisalhantes e momento fletores nos pilares acontecem no último andar enquanto as forças axiais máximas estão no primeiro andar.

Tabela 4.13 – Reações máximas nas vigas devido as cargas gravitacionais no primeiro grupo

Forças e Momentos Máximos nas Vigas (Gravidade)				
	Modelo 1	Modelo 2	Modelo 3	Modelo 4
Força Cisalhante	50,89 kN	65,04 kN	104,05 kN	105,66 kN
Momento Torsor	7,09 kN.m	8,45 kN.m	12,99 kN.m	13,33 kN.m
Momento Fletor	30,42 kN.m	54,38 kN.m	122,90 kN.m	126,50 kN.m

Tabela 4.14 - Reações máximas nos pilares devido as cargas gravitacionais no primeiro grupo

Forças e Momentos Máximos nos Pilares (Gravidade)				
	Modelo 1	Modelo 2	Modelo 3	Modelo 4
Força Axial	920,18 kN	2066,41 kN	7747,82 kN	12407,01 kN
Força Cisalhante	29,80 kN	44,27 kN	85,19 kN	87,30 kN
Momento Fletor	37,19 kN.m	55,60 kN.m	110,97 kN.m	114,61 kN.m

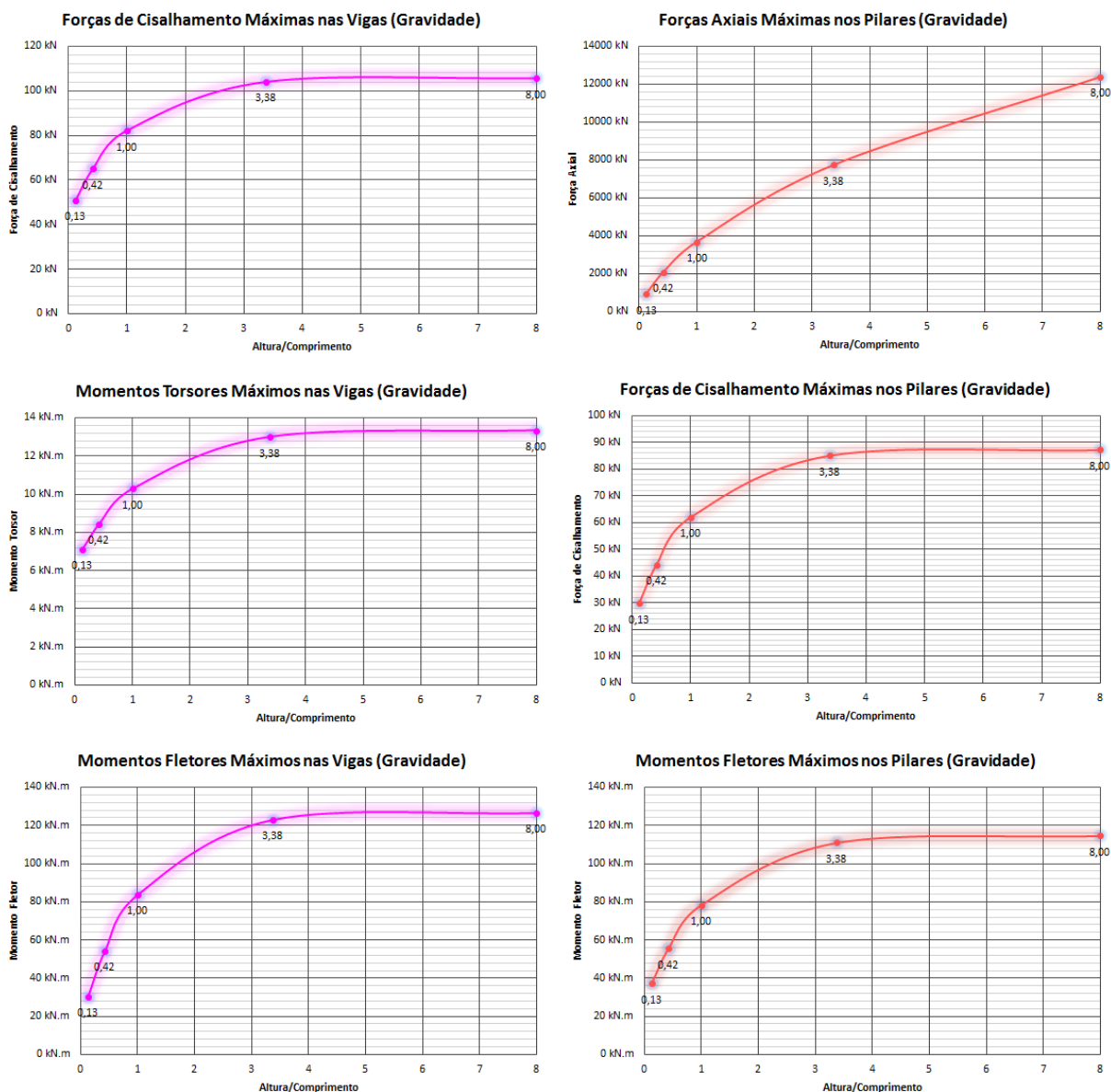


Figura 4.13 - Reações máximas nas vigas e nos pilares devido as cargas gravitacionais no primeiro grupo

Analisando os andares como um único elemento podemos estabelecer as relações por andar para as forças verticais e momentos fletores atuantes. As forças verticais ao longo dos andares vão aproximando os seus valores com a proximidade da base e apresentam uma distribuição uniforme ao longo de seus andares.

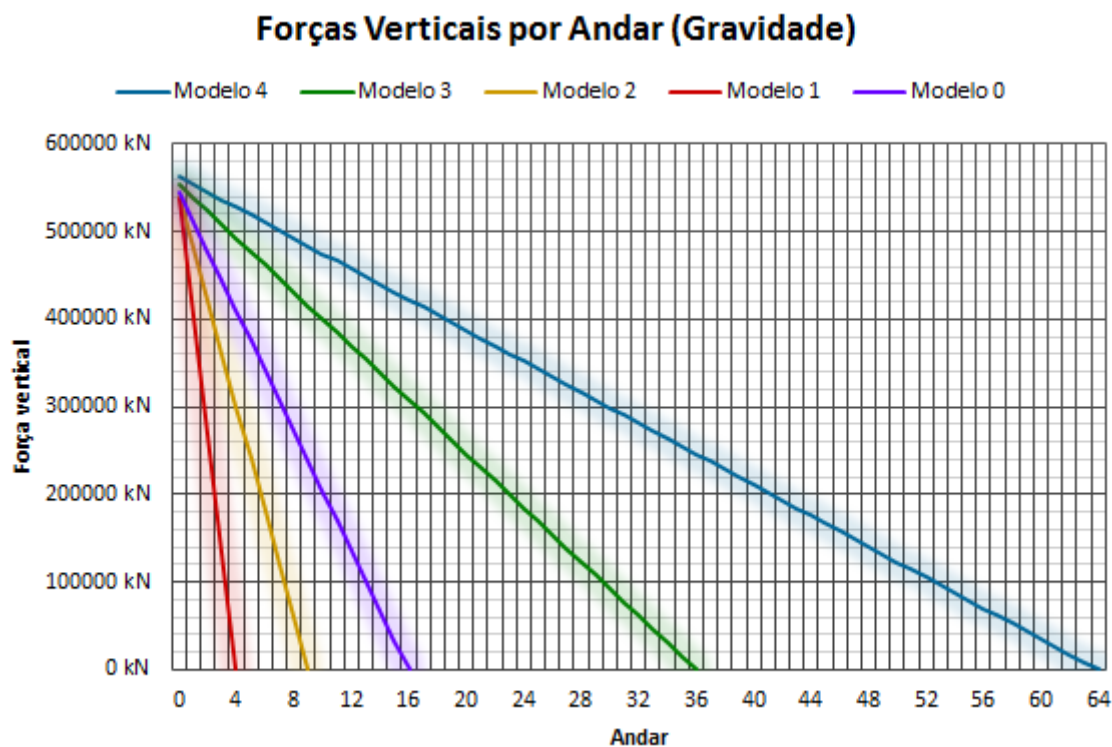


Figura 4.14 - Forças verticais por andar devido as cargas gravitacionais no primeiro grupo

Os momentos fletores vão aumentando conforme a área da base aumenta e a altura diminui. Também apresentam valores com crescimentos uniformes por andar.

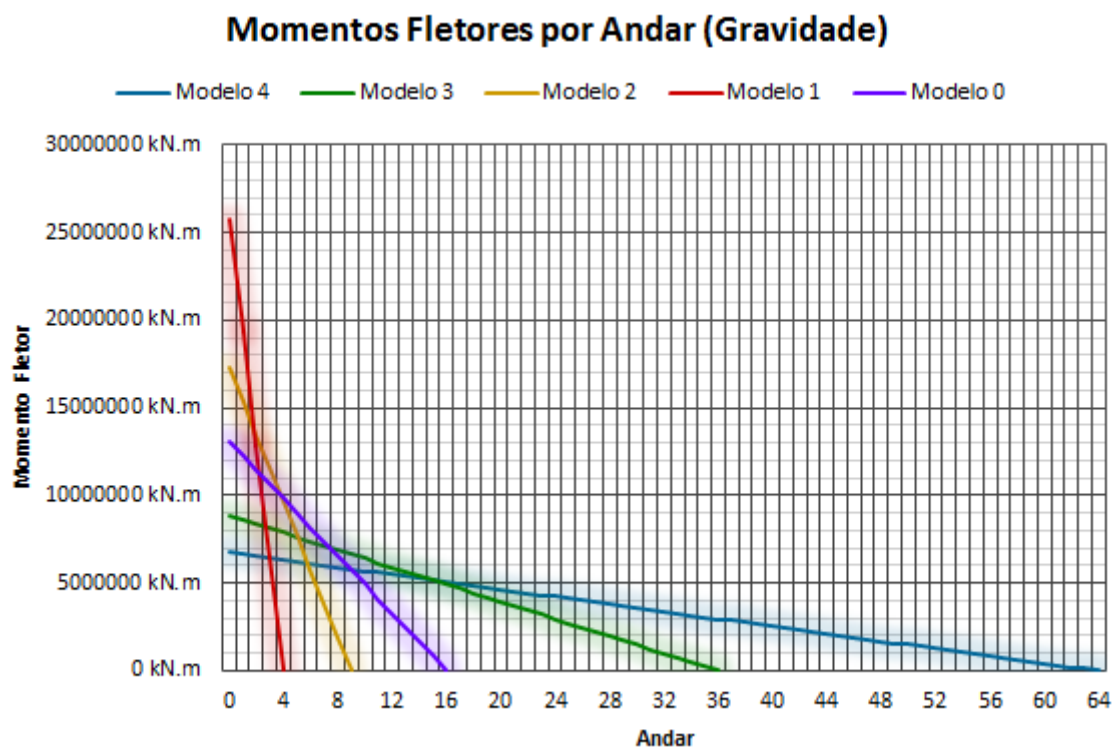


Figura 4.15 - Momentos fletores por andar devido as cargas gravitacionais no primeiro grupo

4.2.2. Ações Sísmicas

As forças horizontais devido a atividade sísmica aumentam na base de acordo com o aumento da área da base e diminuição da altura, assim como os momentos torsores. Já os momentos fletores, ou de tombamento, apresentam valores maiores para o modelo 2.

Tabela 4.15 - Reações na base devido as atividades sísmicas no primeiro grupo

Reações na Base (Sismo)				
	Modelo 1	Modelo 2	Modelo 3	Modelo 4
Força Horizontal	324328 kN	221500 kN	55589 kN	27104 kN
Momento Fletor	2822580 kN.m	3998854 kN.m	3448787 kN.m	2534690 kN.m
Momento Torsor	15567761 kN.m	7088013 kN.m	889424 kN.m	325244 kN.m

Os deslocamentos máximos tanto verticais quanto horizontais aumentam conforme a altura aumenta e a área da base diminui. Para a relação entre os deslocamentos translacionais e a altura/comprimento do edifício, a reta representativa dos modelos possui comportamento aproximadamente linear.

Os deslocamentos translacionais máximos acontecem sempre no último andar.

Tabela 4.16 - Deslocamentos máximos devido as atividades sísmicas no primeiro grupo

Deslocamentos Máximos (Sismo)				
	Modelo 1	Modelo 2	Modelo 3	Modelo 4
Vertical	0,5 mm	2,9 mm	26,7 mm	68,3 mm
Horizontal	28,8 mm	103,1 mm	491,9 mm	1254,4 mm
Angular	0,0027 rad	0,0048 rad	0,0053 rad	0,0077 rad

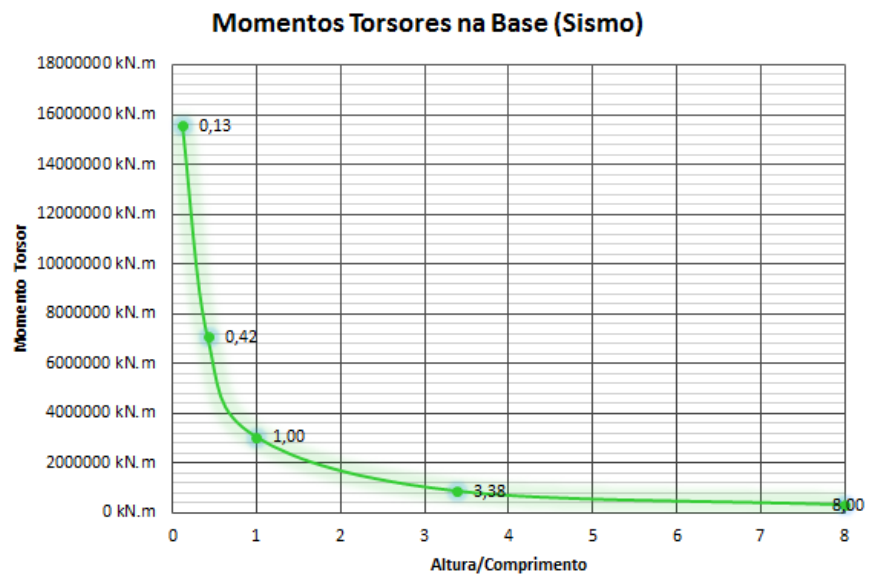
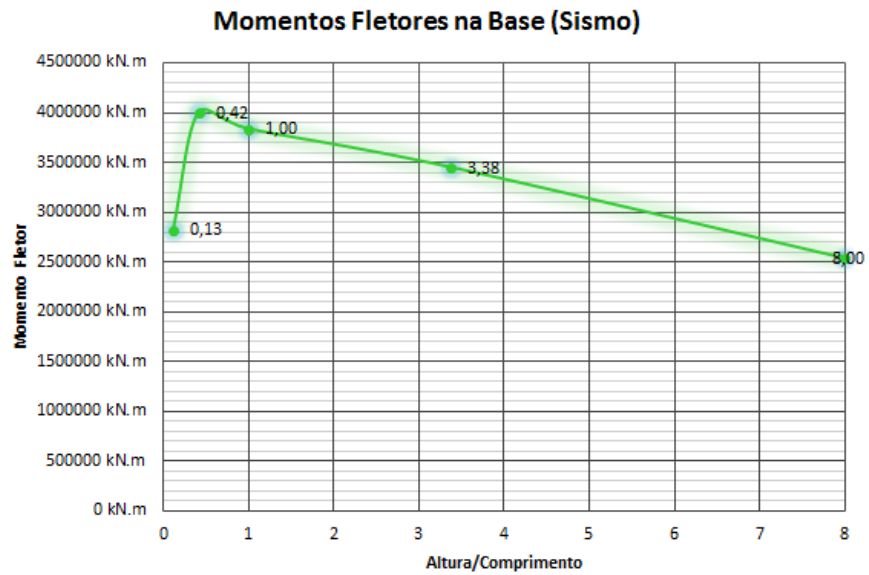
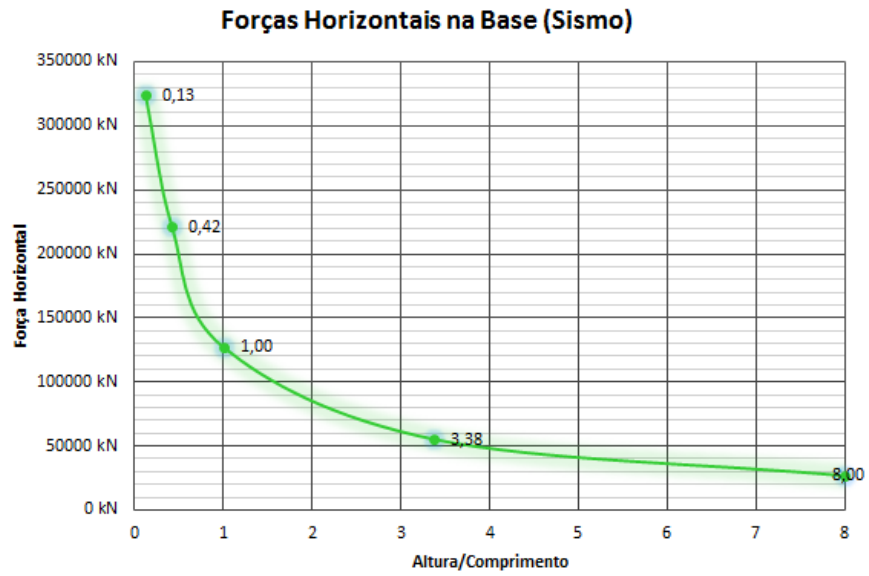
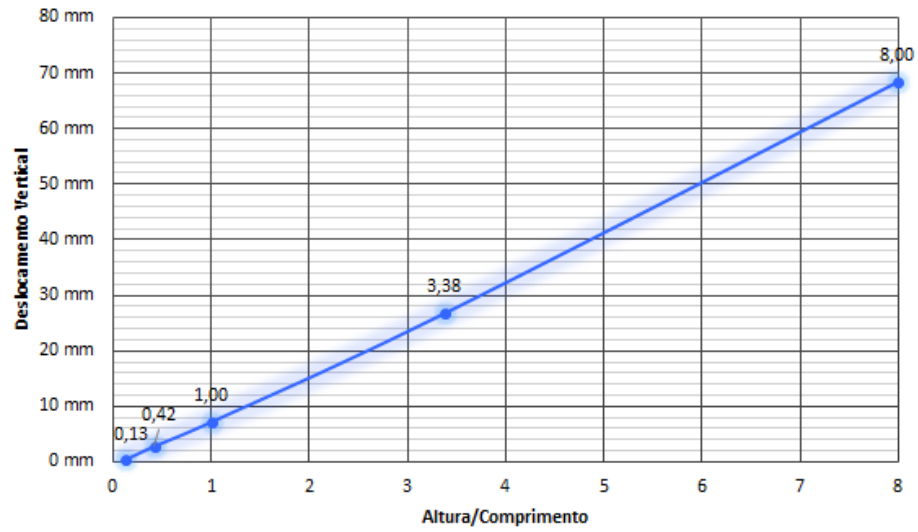
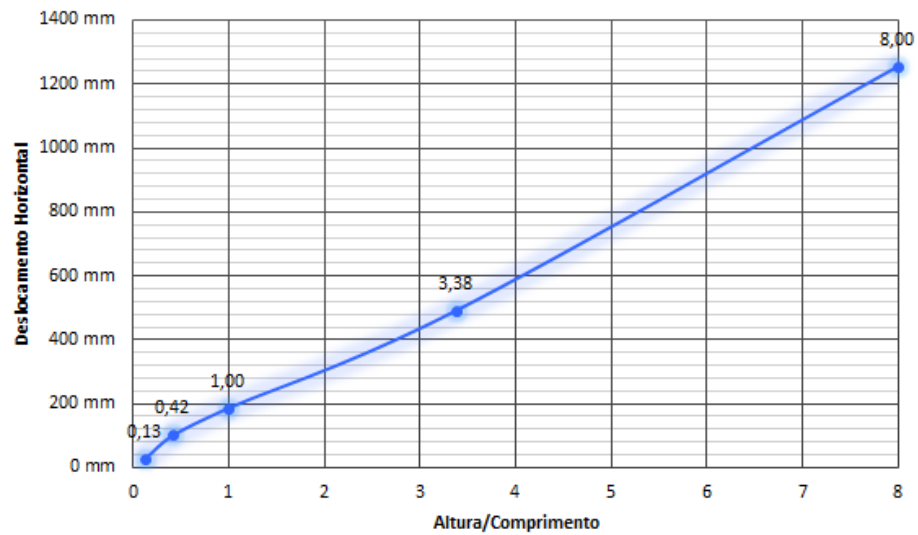


Figura 4.16 - Reações na base devido as atividades sísmicas no primeiro grupo

Deslocamentos Verticais Máximos (Sismo)



Deslocamentos Horizontais Máximos (Sismo)



Deslocamentos Angulares Máximos (Sismo)

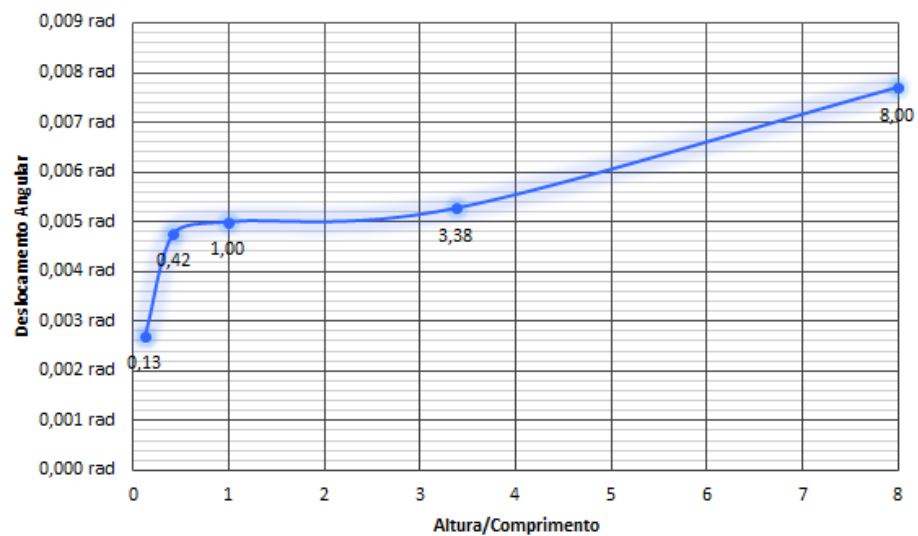


Figura 4.17 - Deslocamentos máximos devido as atividades sísmicas no primeiro grupo

As reações máximas nas vigas apresentam sempre valores máximos para o modelo principal no primeiro andar que possui relação altura/comprimento igual a um. Para os pilares, as forças axiais crescem conforme o aumento da altura e diminuição da área da base ocorrendo sempre no primeiro andar.

Tabela 4.17 - Reações nas vigas devido as atividades sísmicas no primeiro grupo

Forças e Momentos Máximos nas Vigas (Sismo)				
	Modelo 1	Modelo 2	Modelo 3	Modelo 4
Força Cisalhante	306,42 kN	522,81 kN	535,42 kN	477,27 kN
Momento Torsor	48,23 kN.m	84,67 kN.m	89,10 kN.m	79,37 kN.m
Momento Fletor	532,74 kN.m	900,08 kN.m	896,48 kN.m	799,84 kN.m

Tabela 4.18 - Reações nos pilares devido as atividades sísmicas no primeiro grupo

Forças e Momentos Máximos nos Pilares (Sismo)				
	Modelo 1	Modelo 2	Modelo 3	Modelo 4
Força Axial	964,09 kN	3140,22 kN	8627,20 kN	11602,30 kN
Força Cisalhante	534,64 kN	798,42 kN	795,92 kN	704,48 kN
Momento Fletor	1054,70 kN.m	1607,51 kN.m	1528,71 kN.m	1305,30 kN.m

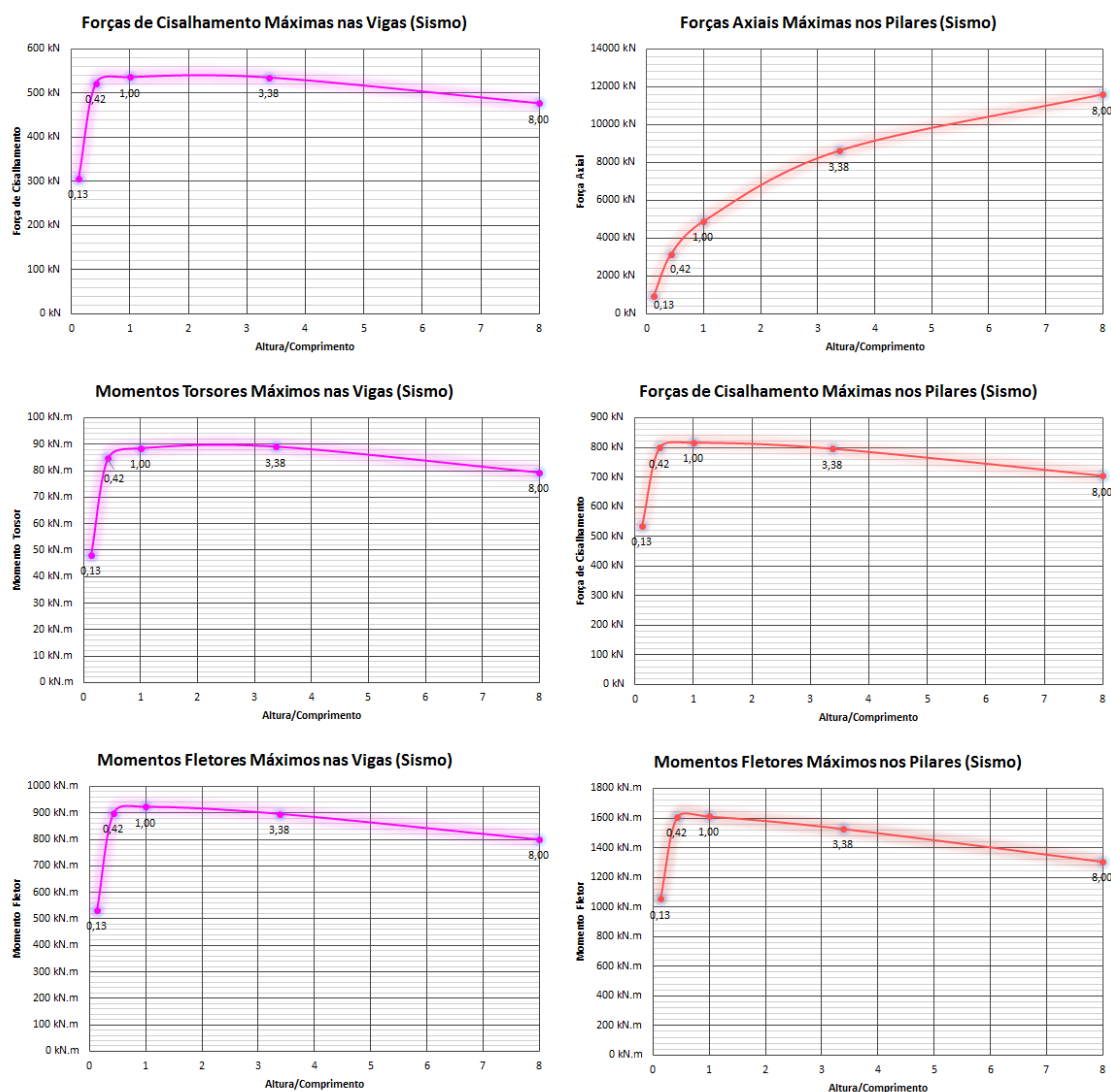


Figura 4.18 – Reações máximas nas vigas e nos pilares devido as atividades sísmicas no primeiro grupo

Analisando os andares como um único elemento, para as cargas sísmicas, há uma maior força horizontal atuante conforme o aumento da área da base e diminuição da altura do edifício. Para os momentos fletores, tem-se um menor acréscimo por andar conforme o aumento da altura e diminuição da área da base, os valores máximos encontram-se para o modelo 0 aonde a relação altura/comprimento é igual a um. Já os momentos torsores aumentam conforme a área da base aumenta e a altura diminui.

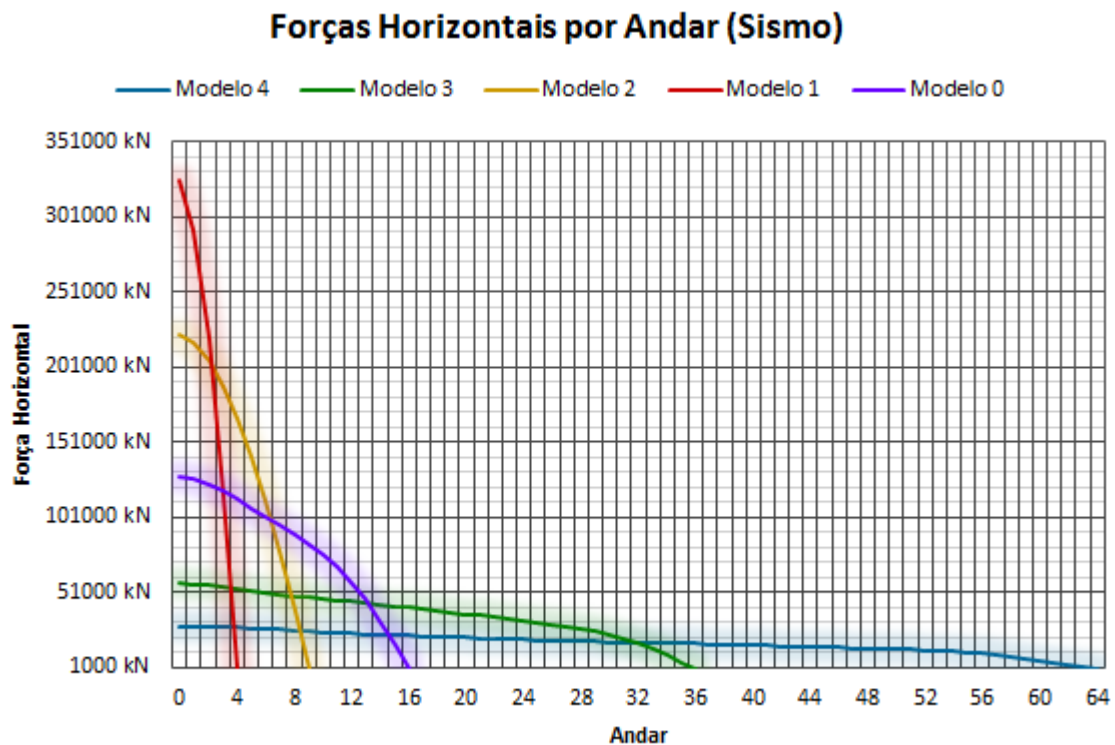


Figura 4.19 - Forças horizontais por andar devido as atividades sísmicas no primeiro grupo

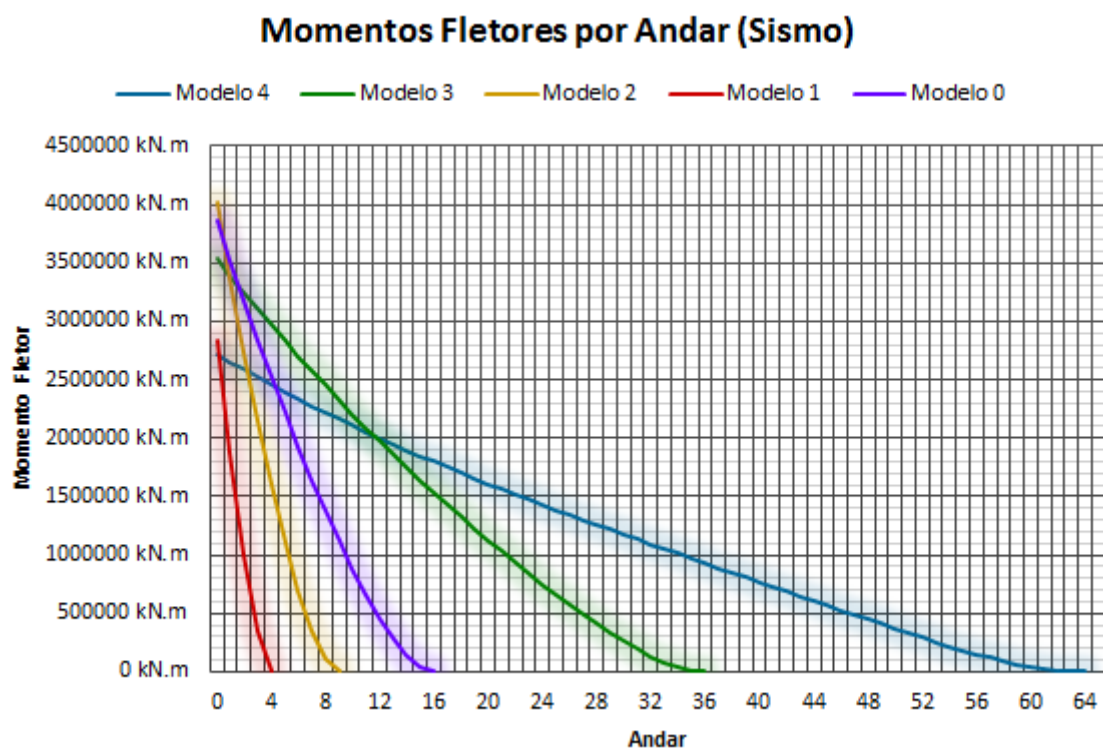


Figura 4.20 - Momentos fletores por andar devido as atividades sísmicas no primeiro grupo

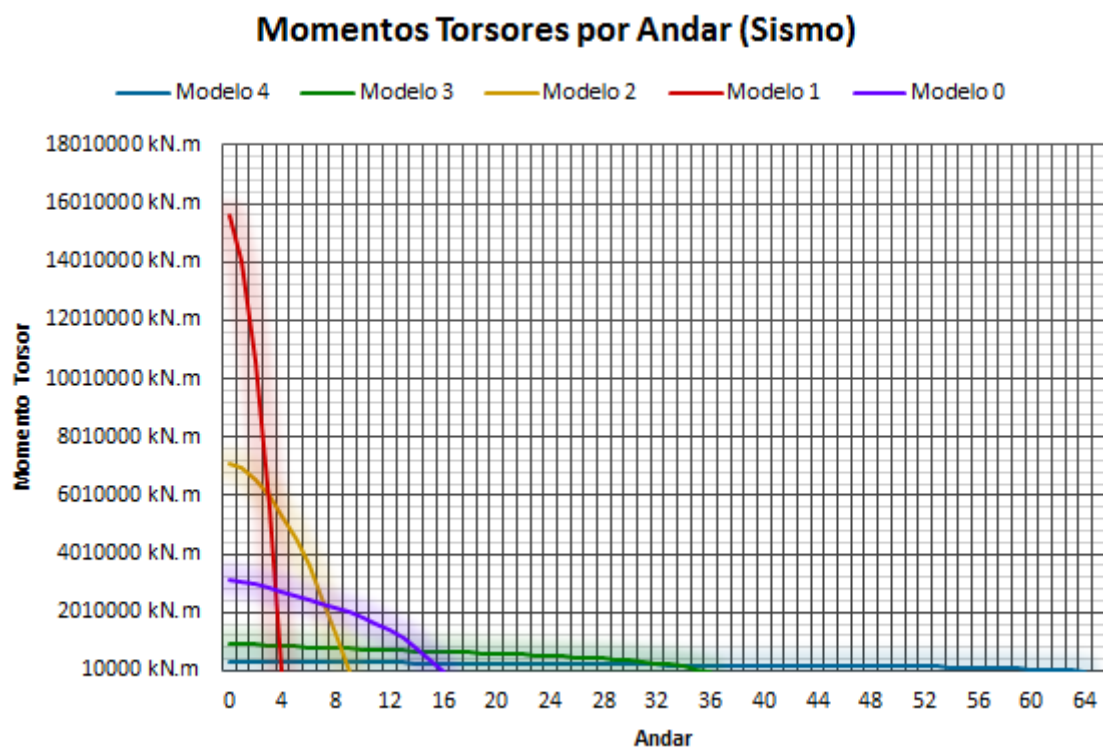


Figura 4.21 - Momentos torsores por andar devido as atividades sísmicas no primeiro grupo

Para os deslocamentos máximos por andar e entre andares causados pelas atividades sísmicas, nota-se um aumento de deslocamento conforme o aumento do

número de andares e uma leve perda de intensidade ao longo dos andares para os edifícios com altura inferiores ou iguais ao do modelo 3, já para o modelo 4 o deslocamento horizontal entre andares apresenta um crescimento até o andar de número 39 para o de número 40 e depois decresce.

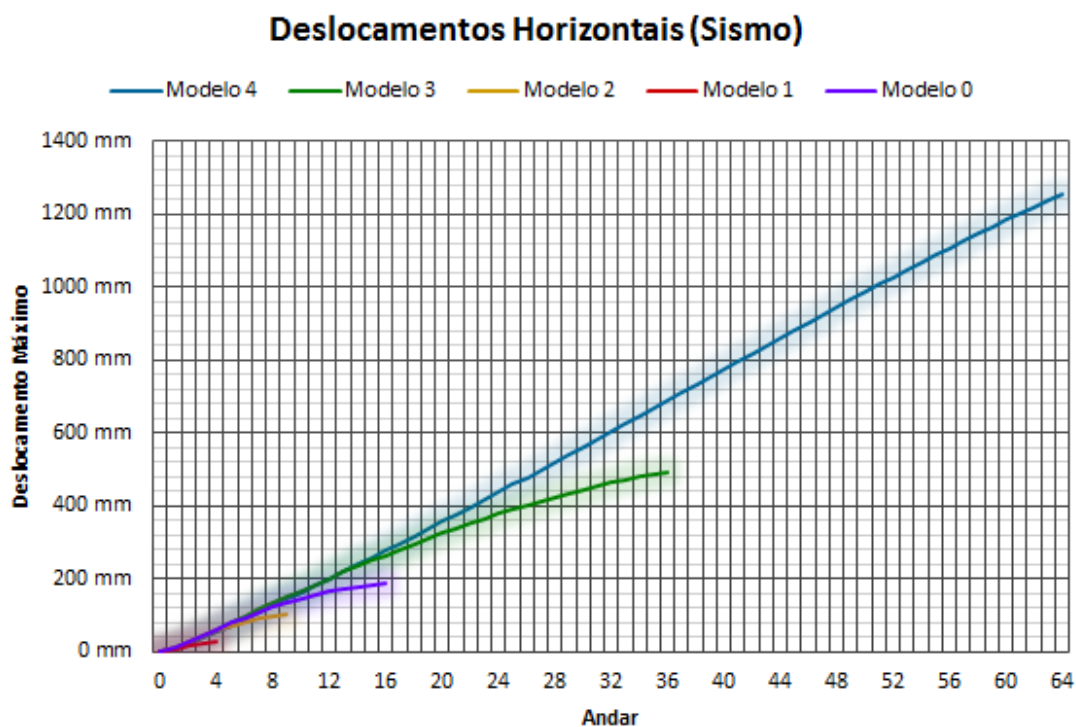


Figura 4.22 - Deslocamentos horizontais por andar devido as atividades sísmicas no primeiro grupo

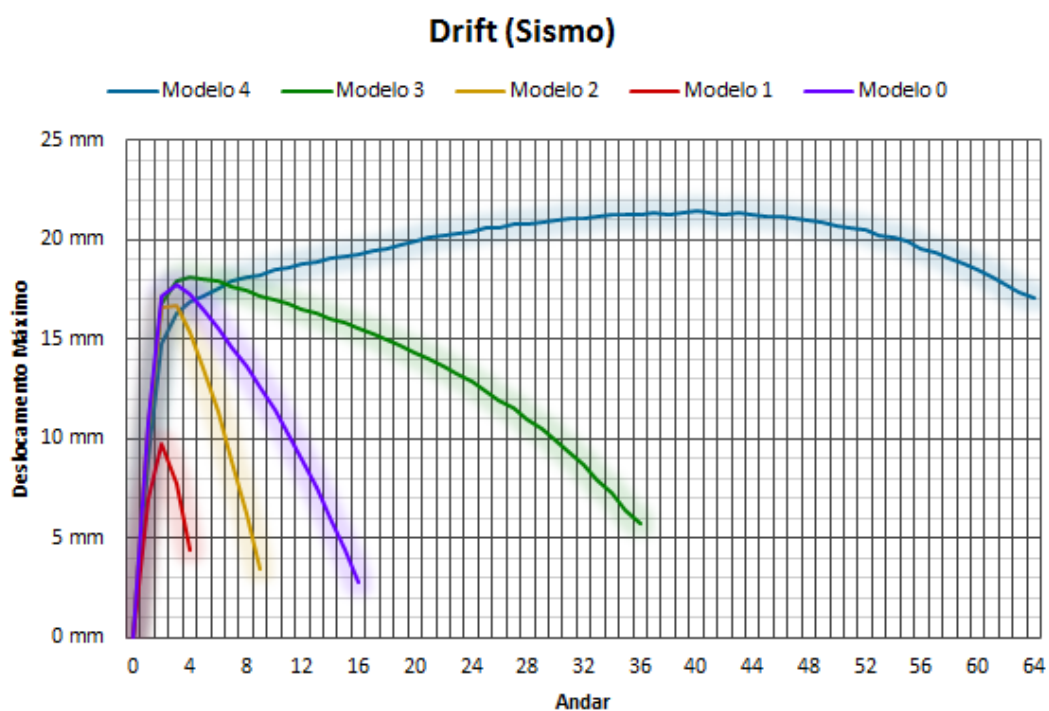


Figura 4.23 - Deslocamentos horizontais entre andares devido as atividades sísmicas no primeiro grupo

4.2.3. Ações do Vento

As reações na base devido a força do vento apresentam um aumento conforme o aumento da relação altura/comprimento.

Tabela 4.19 - Reações na base devido ao vento no primeiro grupo

Reações na Base (Vento)				
	Modelo 1	Modelo 2	Modelo 3	Modelo 4
Força Horizontal	810 kN	2400 kN	7316 kN	11537 kN
Momento Fletor	4437 kN.m	35854 kN.m	425649 kN.m	1189166 kN.m
Momento Torsor	38885 kN.m	76790 kN.m	117054 kN.m	138439 kN.m

Os deslocamentos máximos devido ao vento apresentam comportamento de crescimento geométrico para a relação altura/comprimento, sendo que os deslocamentos angulares apresentam crescimento menos acentuado quando comparado aos verticais e horizontais.

Os deslocamentos máximos horizontais e verticais sempre acontecem no último andar.

Tabela 4.20 – Deslocamentos máximos devido ao vento no primeiro grupo

Deslocamentos Máximos (Vento)				
	Modelo 1	Modelo 2	Modelo 3	Modelo 4
Vertical	0,001 mm	0,023 mm	2,8 mm	27,3 mm
Horizontal	0,042 mm	0,908 mm	59,1 mm	557,5 mm
Angular	0,0000 rad	0,0002 rad	0,0020 rad	0,0057 rad

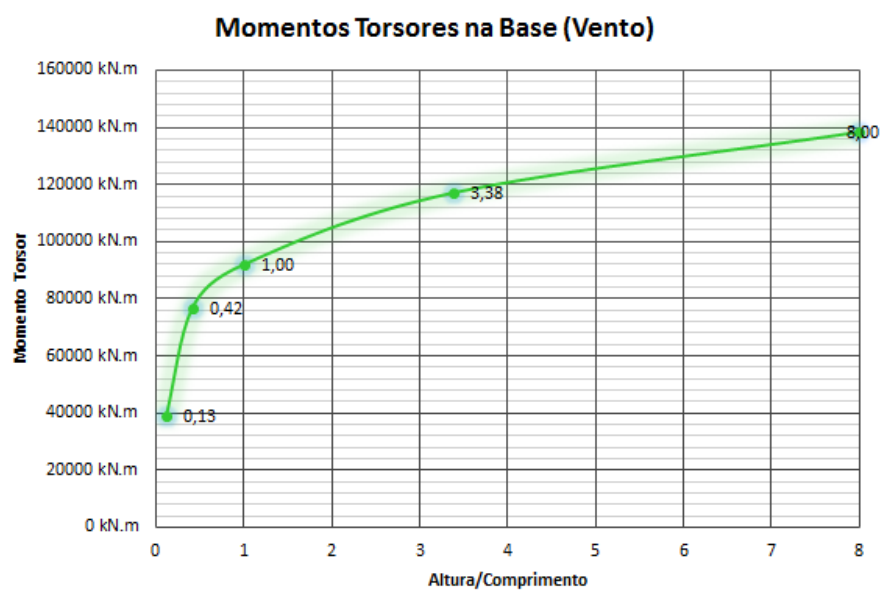
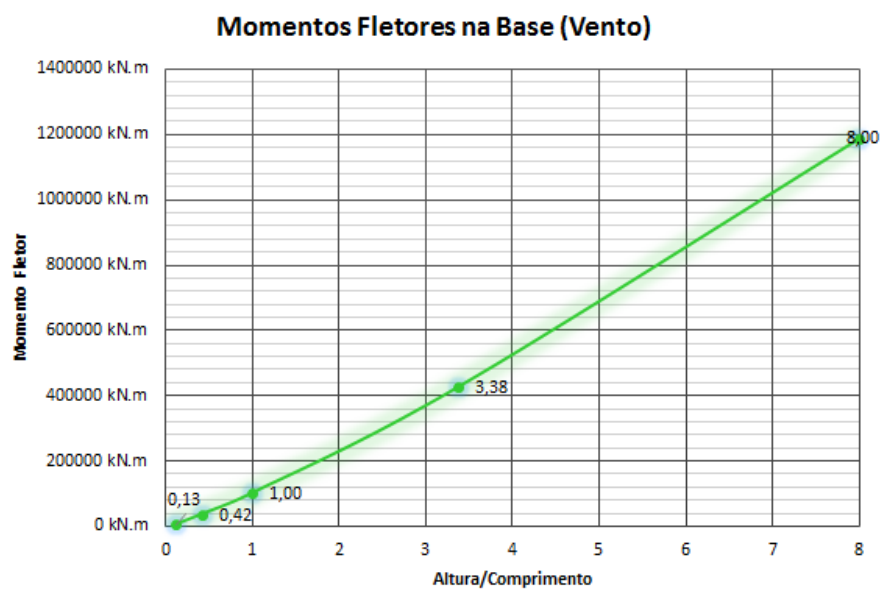
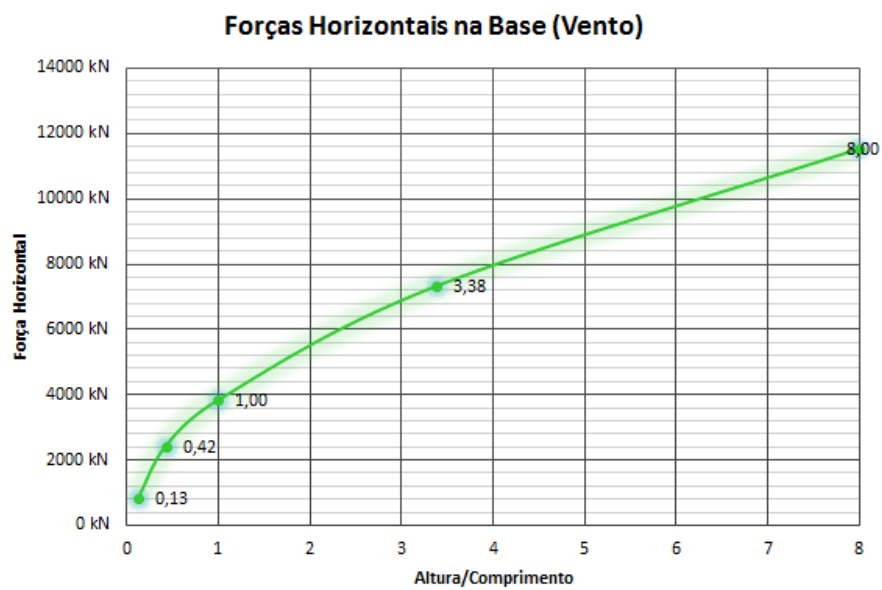


Figura 4.24 - Reações na base devido ao vento no primeiro grupo

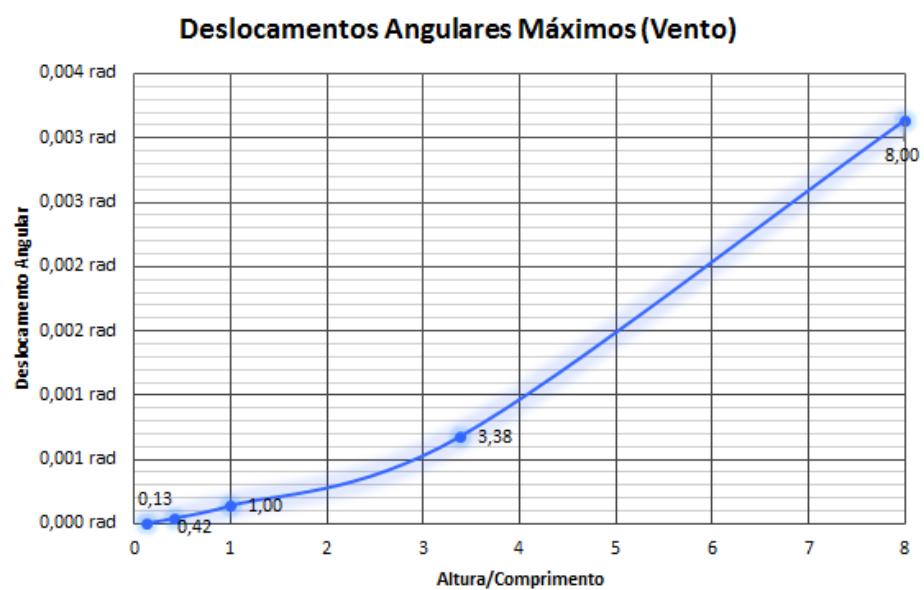
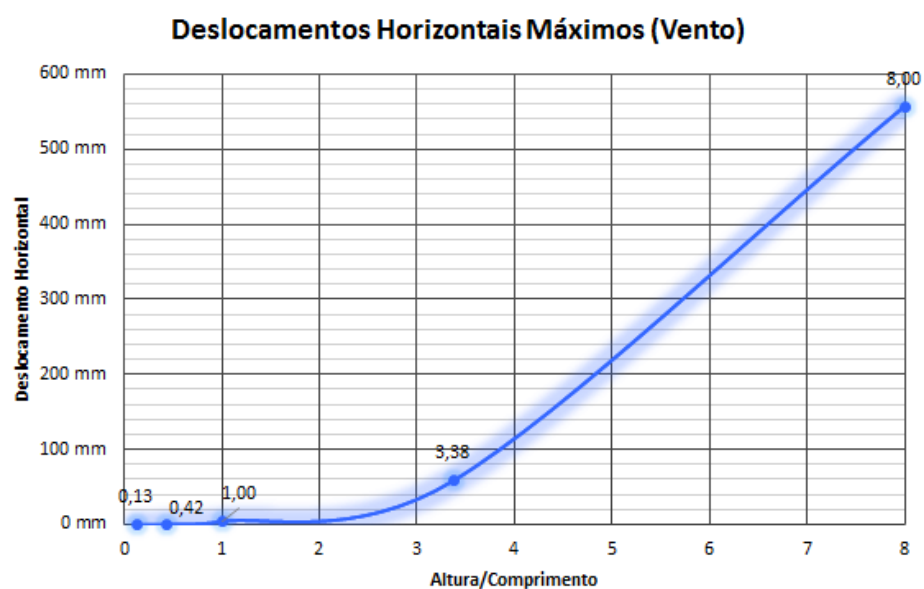
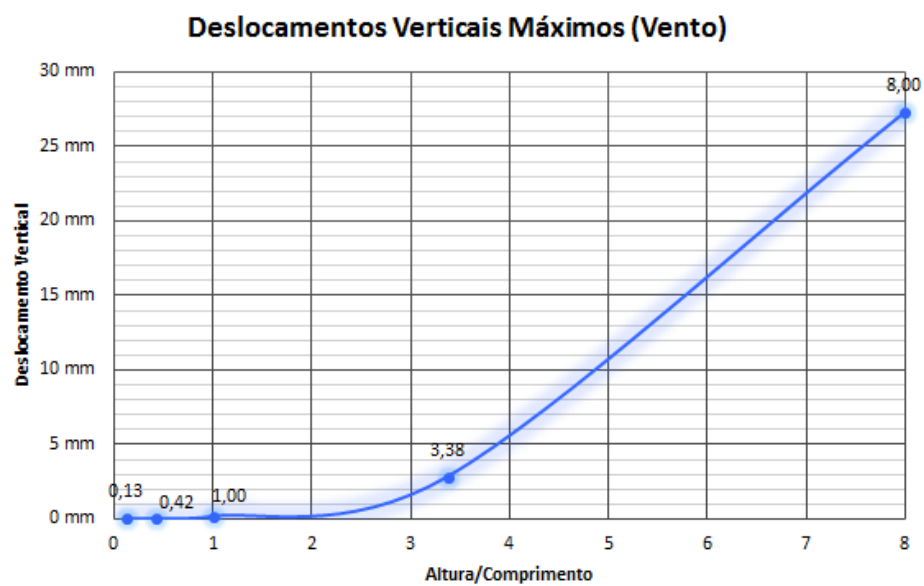


Figura 4.25 – Deslocamentos máximos devido ao vento no primeiro grupo

O crescimento das reações máximas nos pilares e vigas acontece de forma geométrica conforme o aumento da relação altura/comprimento, sendo mais acentuada para as forças axiais nos pilares.

Todas as reações máximas ocorrem no primeiro andar com exceção da força de cisalhamento nos pilares, que acontece no segundo andar para todos os edifícios.

Tabela 4.21 - Reações máximas nas vigas devido ao vento no primeiro grupo

Forças e Momentos Máximos nas Vigas (Vento)				
	Modelo 1	Modelo 2	Modelo 3	Modelo 4
Força Cisalhante	0,63 kN	5,09 kN	68,88 kN	205,66 kN
Momento Torsor	0,10 kN.m	0,82 kN.m	11,46 kN.m	34,18 kN.m
Momento Fletor	1,09 kN.m	8,77 kN.m	115,34 kN.m	344,88 kN.m

Tabela 4.22 - Reações máximas nos pilares devido ao vento no primeiro grupo

Forças e Momentos Máximos nos Pilares (Vento)				
	Modelo 1	Modelo 2	Modelo 3	Modelo 4
Força Axial	1,29 kN	27,62 kN	1082,73 kN	5482,04 kN
Força Cisalhante	1,33 kN	8,64 kN	102,97 kN	303,11 kN
Momento Fletor	2,51 kN.m	17,18 kN.m	201,06 kN.m	567,97 kN.m

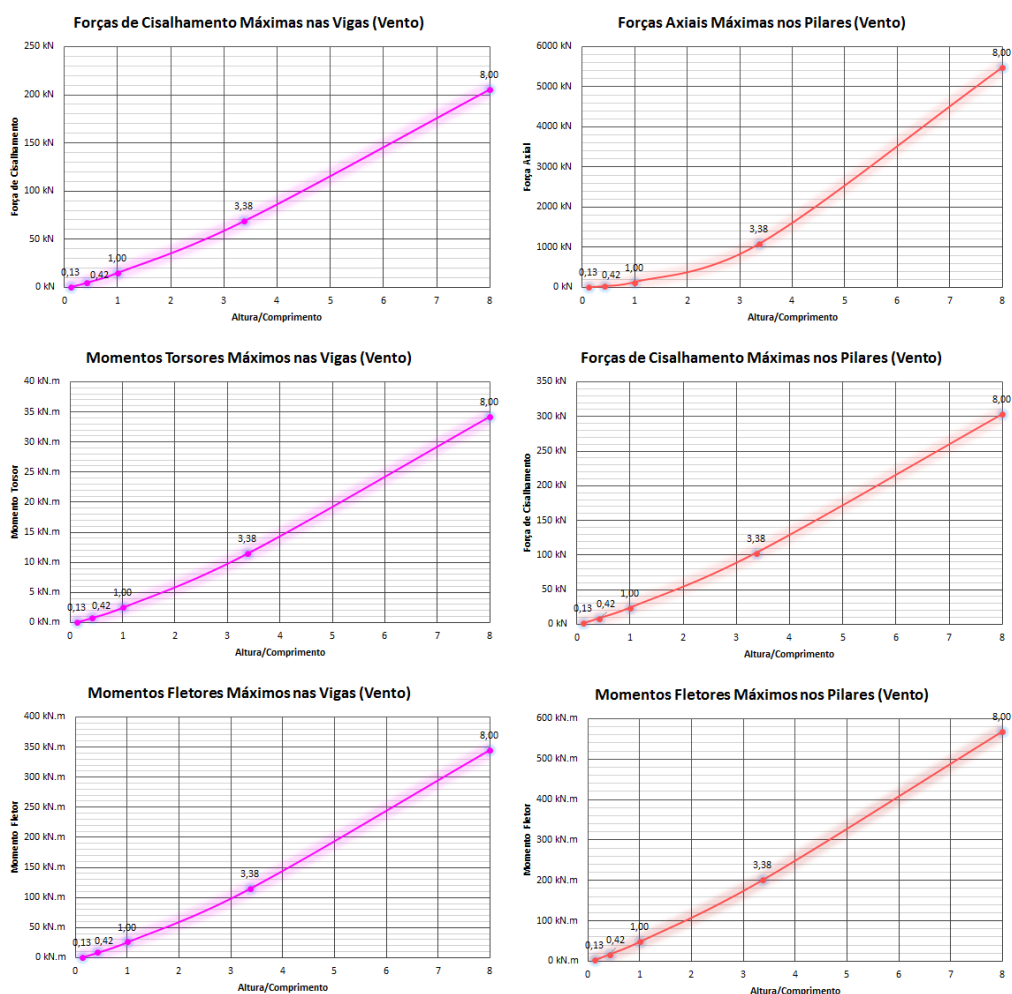


Figura 4.26 - Reações máximas nas vigas e nos pilares devido ao vento no primeiro grupo

Considerando os andares como um único elemento, as reações por andar tendem a crescer conforme o número de andares, e os momentos de tombamento se acentuam cada vez mais, caracterizando uma crescente diferença e uma linha exponencial de momentos fletores para cada andar a mais.

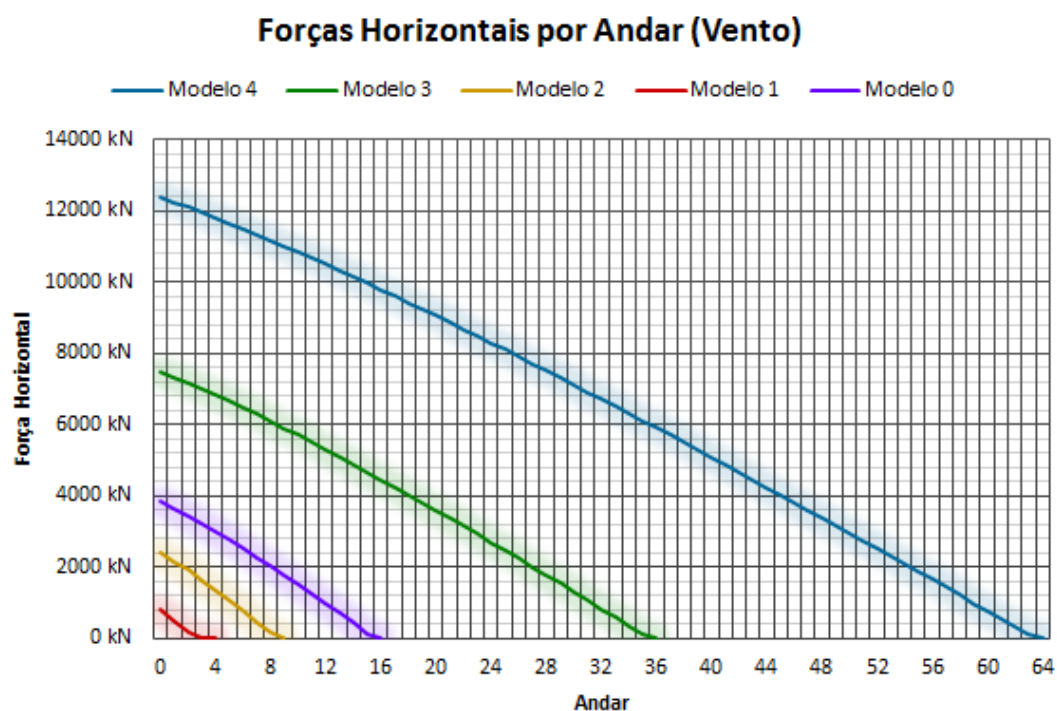


Figura 4.27 - Forças horizontais por devido ao vento no primeiro grupo

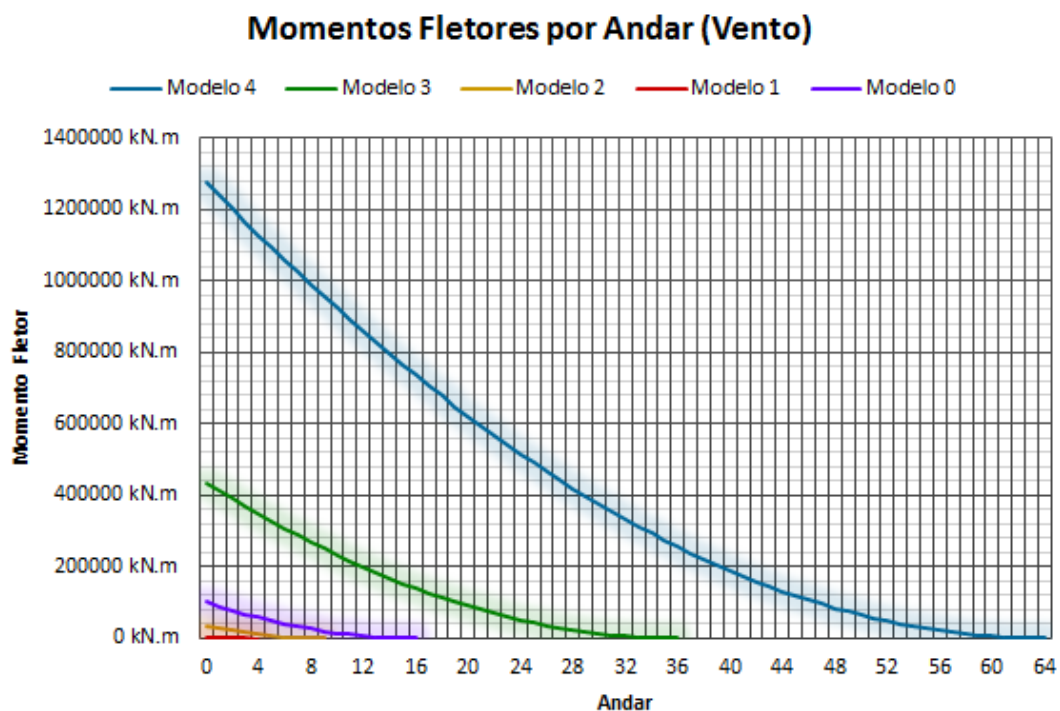


Figura 4.28 - Momentos fletores por andar devido ao vento no primeiro grupo

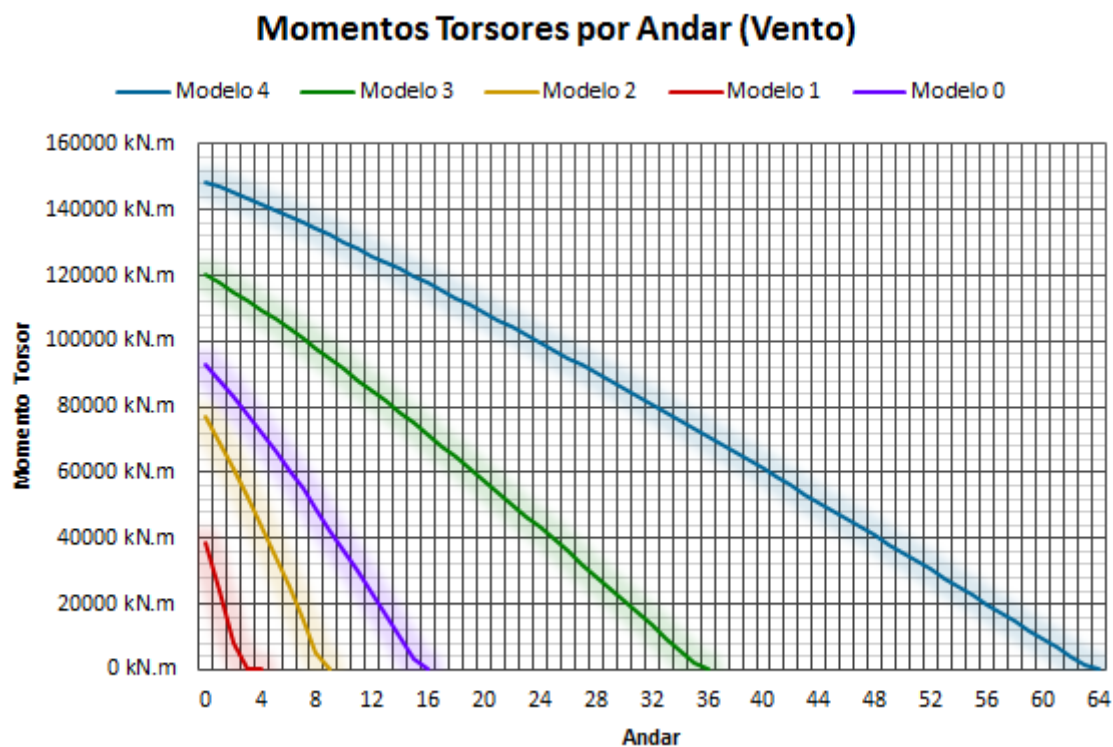


Figura 4.29 - Momentos torsores por andar devido ao vento no primeiro grupo

Os deslocamentos horizontais totais apresentam valores cada vez maiores para um maior número de andares no edifício, o modelo 4 apresenta deslocamentos cerca de 9 vezes maior do que o modelo 3 para seus respectivos últimos andares.

Os deslocamentos entre andares decrescem conforme o aumento dos andares até edifícios com altura igual ou inferior ao modelo 3, para o modelo 4, há um crescimento até o deslocamento do andar 30 para o 31, e depois há um decrescimento.

Deslocamentos Horizontais (Vento)

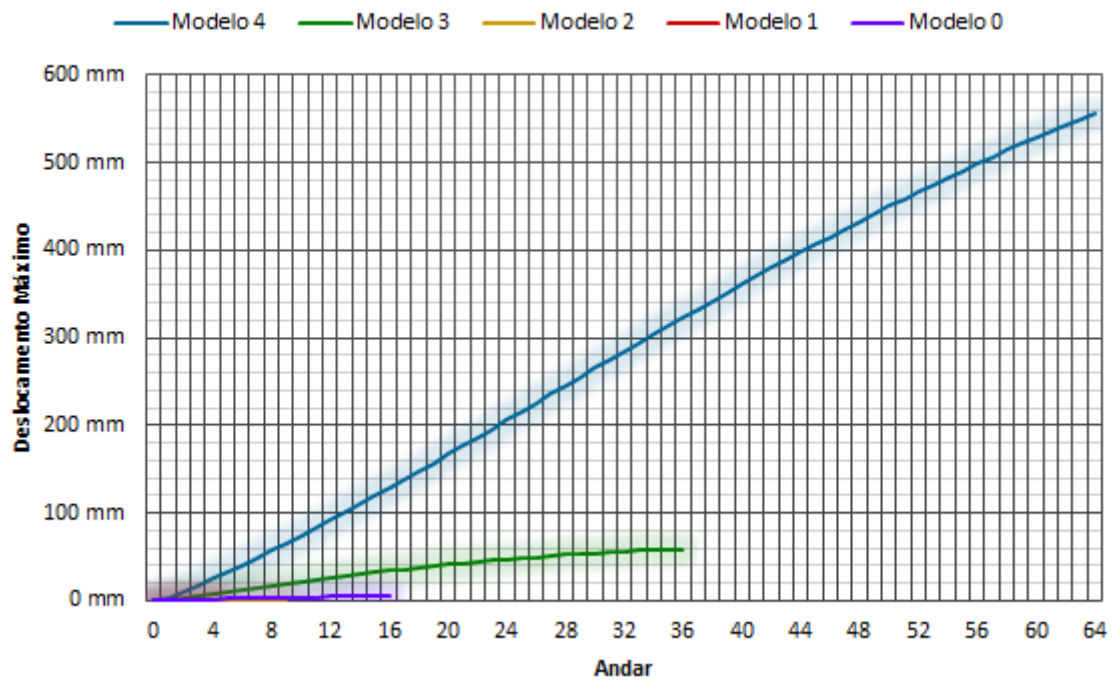


Figura 4.30 - Deslocamentos horizontais por andar devido ao vento no primeiro grupo

Drift (Vento)

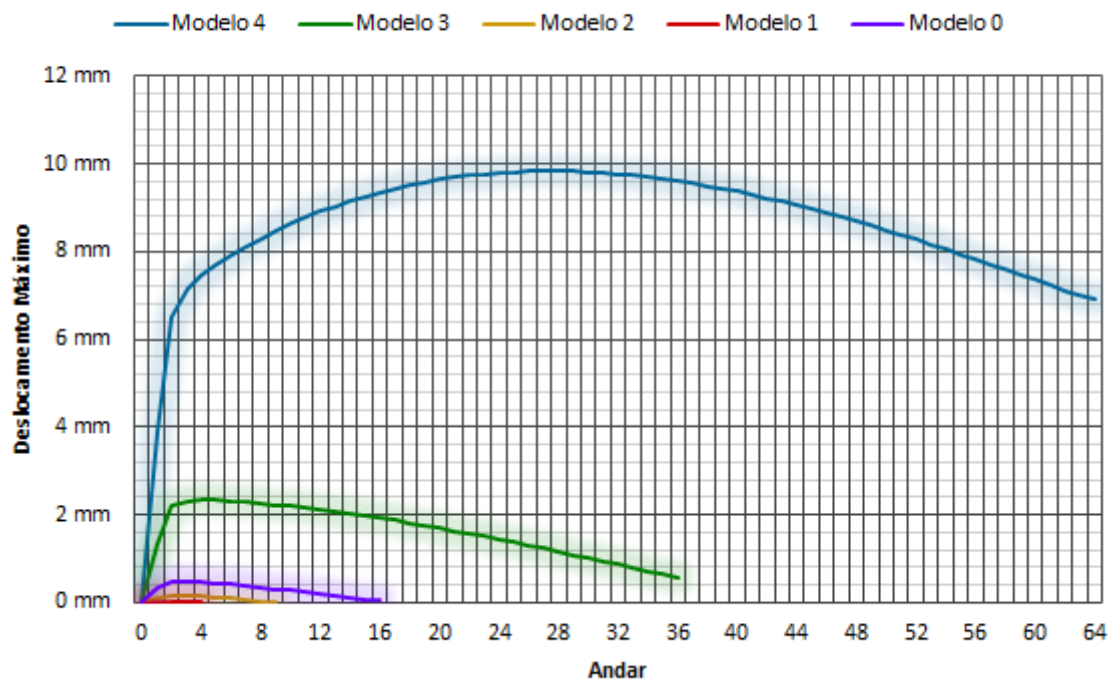


Figura 4.31 - Deslocamentos horizontais entre andares devido ao vento no primeiro grupo

4.2.4. Influência do P-Delta

Os dados do efeito P-Delta são apresentados em porcentagem da relação de contribuição dos modelos analisados com P-Delta baseado no peso próprio e sem P-Delta.

A influência do efeito P-Delta aumenta conforme a relação entre altura e comprimento aumenta. Maiores valores são observados para ações do vento em comparação com ações sísmicas.

Para as ações sísmicas, foi observado a variação máxima de 3,96% nas forças axiais máximas nos pilares.

Tabela 4.23 - Influência do P-Delta nos deslocamentos máximos devido as ações sísmicas no primeiro grupo

Influência do P-Delta nos Deslocamentos Máximos (Sismo)					
	Modelo 1	Modelo 2	Modelo 0	Modelo 3	Modelo 4
Vertical	0,16%	0,07%	0,33%	0,90%	2,82%
Horizontal	0,18%	0,12%	0,45%	1,25%	3,52%
Angular	0,20%	0,18%	0,57%	1,31%	2,64%

Tabela 4.24 - Influência do P-Delta nas reações máximas nas vigas devido as ações sísmicas no primeiro grupo

Influência do P-Delta nas Forças e Momentos Máximos nas Vigas (Sismo)					
	Modelo 1	Modelo 2	Modelo 0	Modelo 3	Modelo 4
Força Cisalhante	0,20%	0,18%	0,61%	1,54%	3,26%
Momento Torsor	0,20%	0,18%	0,60%	1,54%	3,22%
Momento Fletor	0,20%	0,18%	0,61%	1,54%	3,22%

Tabela 4.25 - Influência do P-Delta nas reações máximas nos pilares devido as ações sísmicas no primeiro grupo

Influência do P-Delta nas Forças e Momentos Máximos nos Pilares (Sismo)					
	Modelo 1	Modelo 2	Modelo 0	Modelo 3	Modelo 4
Força Axial	0,17%	0,12%	0,47%	1,39%	3,96%
Força Cisalhante	0,22%	0,20%	0,62%	1,54%	3,21%
Momento Fletor	0,21%	0,24%	0,66%	1,60%	3,30%

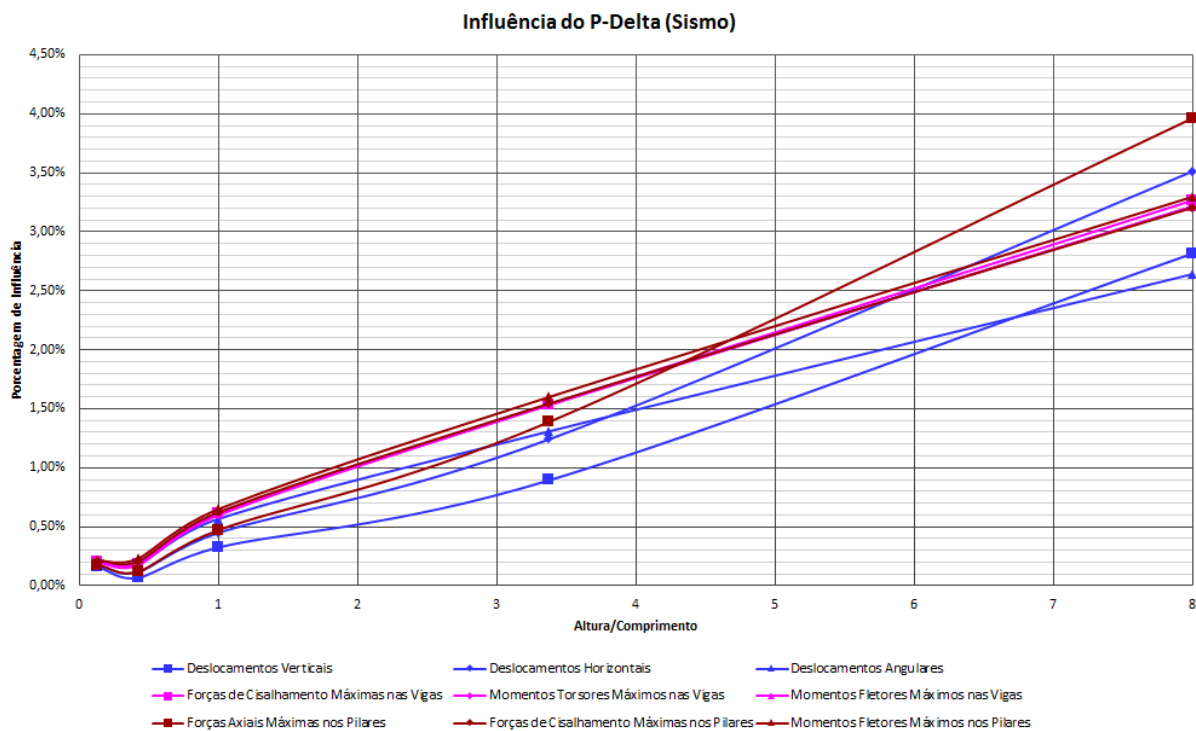


Figura 4.32 - Influência do P-Delta devido as ações sísmicas no primeiro grupo

Para ações do vento, foi observado a variação máxima de 7,38% para todas as reações máximas nas vigas e para as forças de cisalhamento máximas nos pilares.

Tabela 4.26 - Influência do P-Delta nos deslocamentos máximos devido ao vento no primeiro grupo

Influência do P-Delta nos Deslocamentos Máximos (Vento)					
	Modelo 1	Modelo 2	Modelo 0	Modelo 3	Modelo 4
Vertical	0,19%	0,46%	0,86%	2,35%	7,22%
Horizontal	0,21%	0,47%	0,89%	2,44%	7,26%
Angular	0,16%	0,49%	0,96%	2,59%	7,25%

Tabela 4.27 - Influência do P-Delta nas reações máximas nas vigas devido ao vento no primeiro grupo

Influência do P-Delta nas Forças e Momentos Máximos nas Vigas (Vento)					
	Modelo 1	Modelo 2	Modelo 0	Modelo 3	Modelo 4
Força Cisalhante	0,18%	0,49%	0,96%	2,64%	7,38%
Momento Torsor	0,20%	0,49%	0,96%	2,64%	7,38%
Momento Fletor	0,17%	0,49%	0,96%	2,64%	7,38%

Tabela 4.28 - Influência do P-Delta nas reações máximas nos pilares devido ao vento no primeiro grupo

Influência do P-Delta nas Forças e Momentos Máximos nos Pilares (Vento)					
	Modelo 1	Modelo 2	Modelo 0	Modelo 3	Modelo 4
Força Axial	0,22%	0,47%	0,90%	2,48%	7,30%
Força Cisalhante	0,16%	0,50%	0,97%	2,66%	7,38%
Momento Fletor	0,16%	0,50%	0,97%	2,66%	7,34%

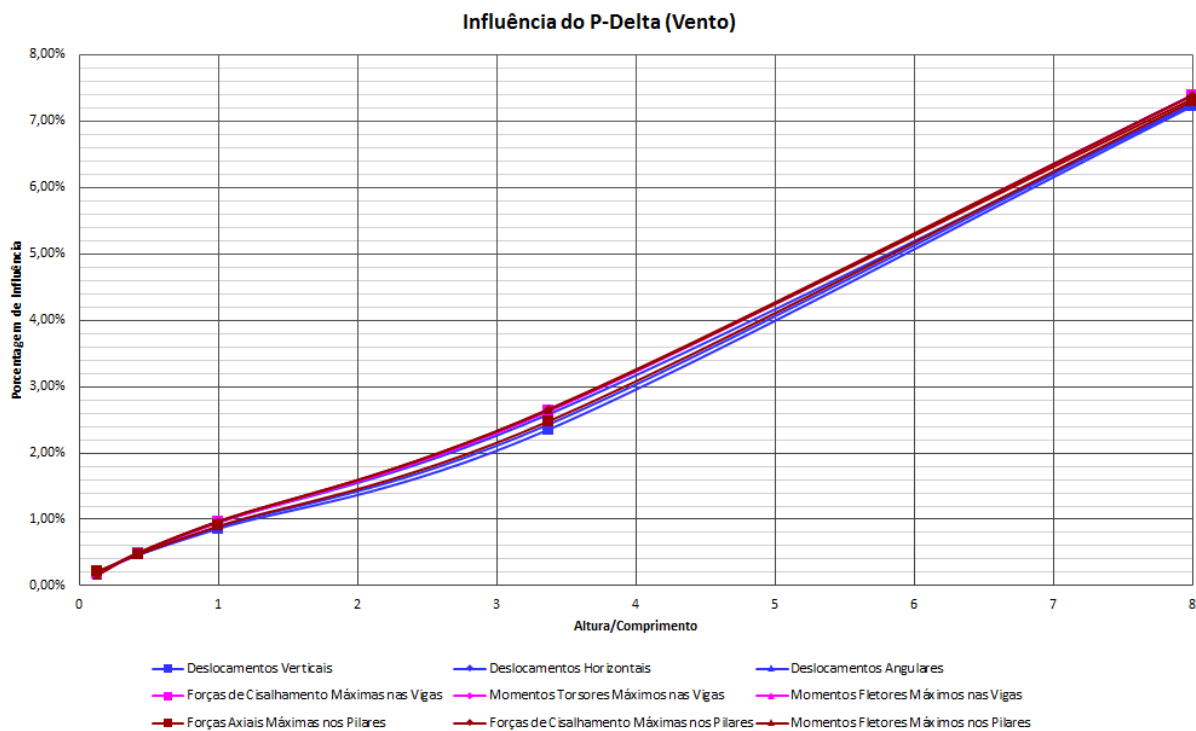


Figura 4.33 - Influência do P-Delta devido ao vento no primeiro grupo

Considerando os andares como um único elemento, para as atividades sísmicas, a influência do P-Delta é a mesma para as forças horizontais por andar e os momentos torsores por andar. A porcentagem máxima é de 3,91% de influência na base para o modelo 4.

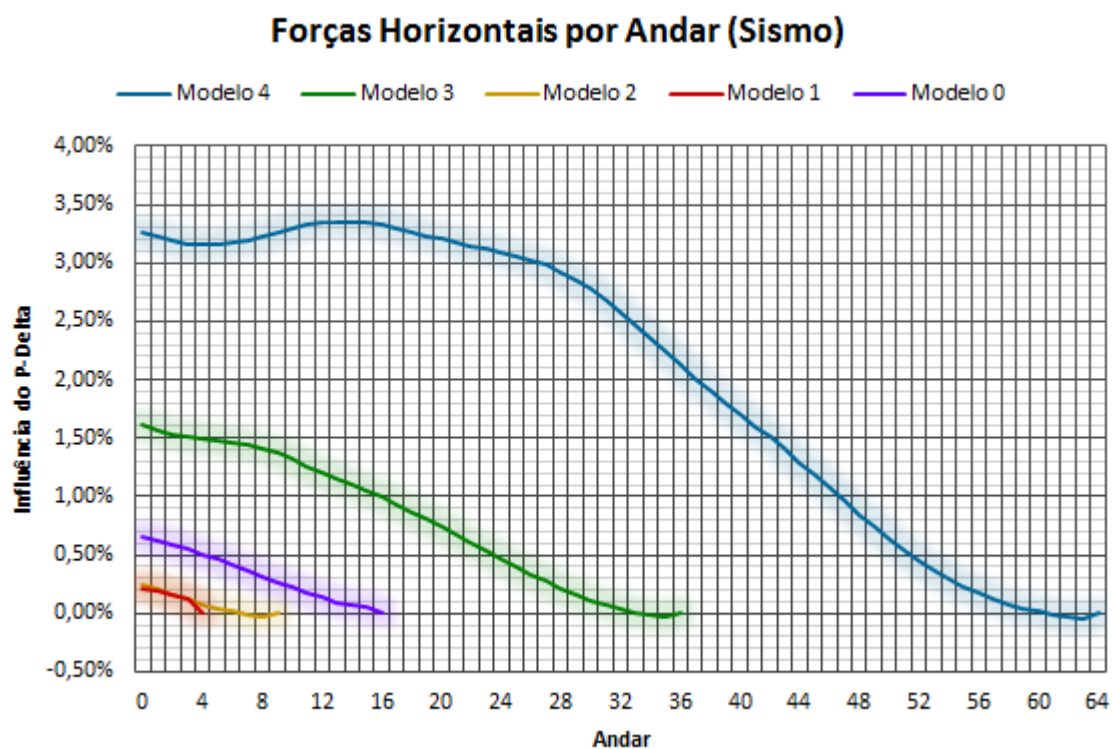


Figura 4.34 - Influência do P-Delta nas forças horizontais por andar devido às ações sísmicas no primeiro grupo

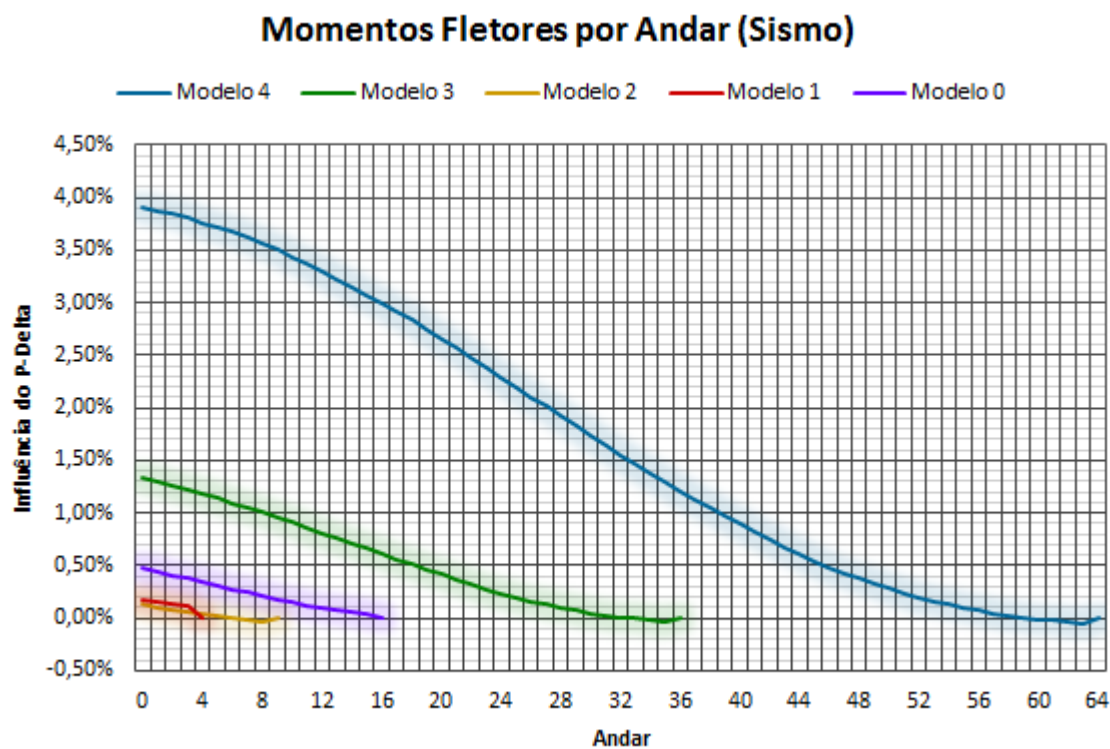


Figura 4.35 - Influência do P-Delta nos momentos torsores por andar devido as ações sísmicas no primeiro grupo

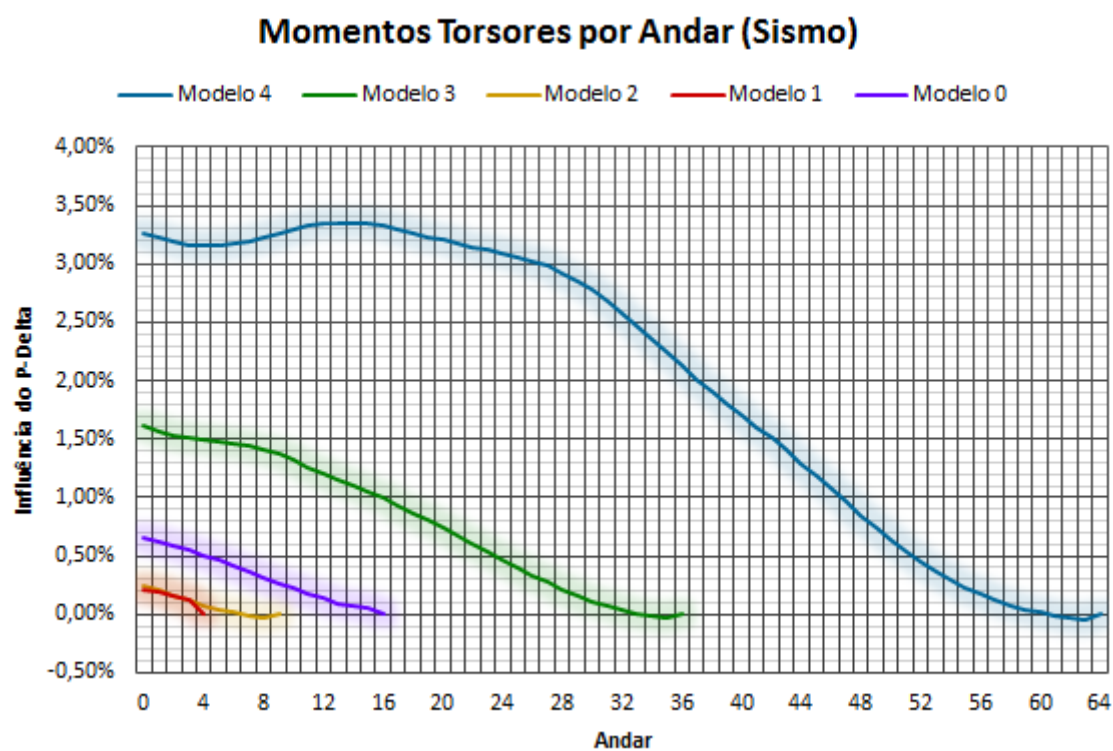


Figura 4.36 - Influência do P-Delta nos momentos fletores por andar devido as ações sísmicas no primeiro grupo

Para as reações por andar devido ao vento, os resultados da influência do P-Delta para as forças horizontais e momentos torsores são os mesmos, e para os momentos fletores são aproximadamente os mesmos das forças horizontais e momentos torsores. A porcentagem máxima é de 11,38% de influência no último andar do modelo 4.

Observa-se as diferenças em forças e momentos aplicados na estrutura conforme o aumento da altura dos modelos. A influência segue o mesmo padrão em todos os modelos, sendo diferenciada pela intensidade em cada um. A diferença do modelo de 108 metros para o de 192 é de praticamente três vezes a influência, sendo o aumento gradual da força aplicada ao longo dos andares devido ao vento constatada também na influência do efeito P-Delta.

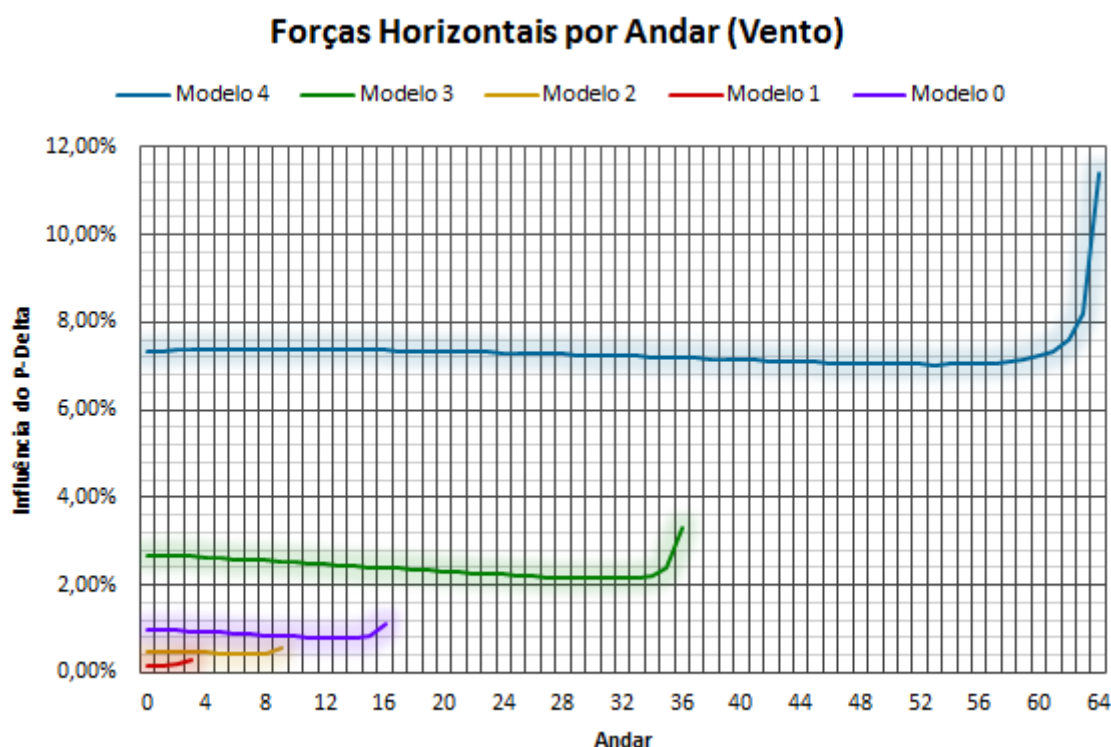


Figura 4.37 - Influência do P-Delta nas forças horizontais por andar devido ao vento no primeiro grupo

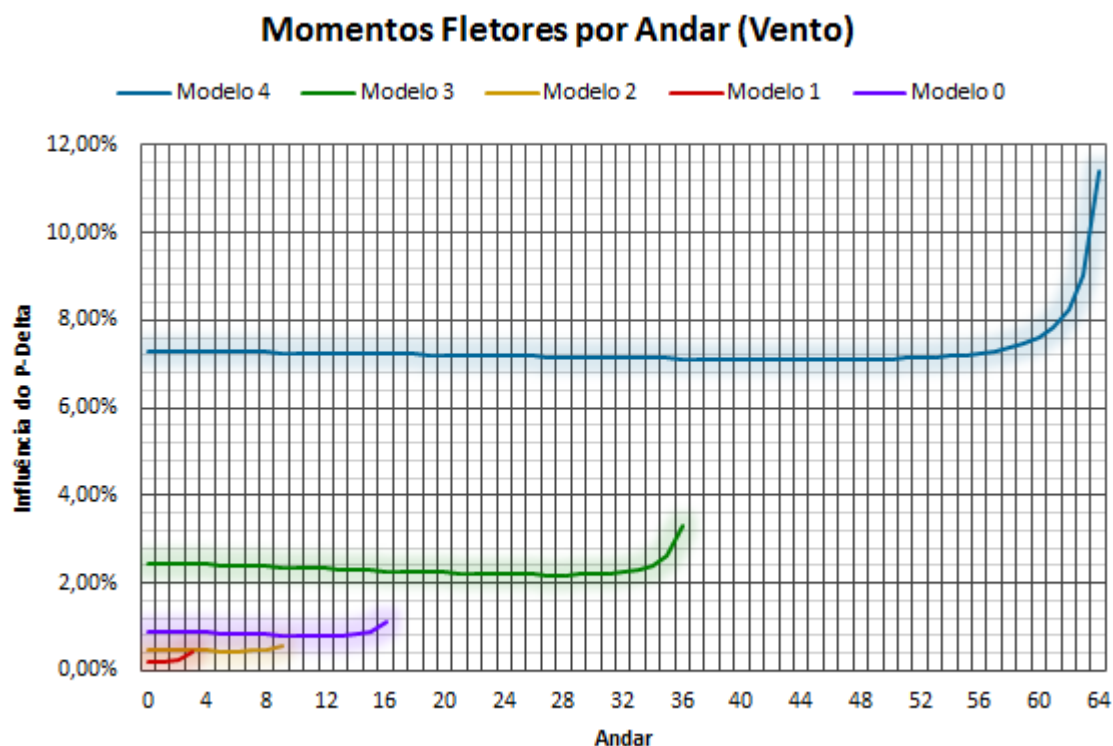


Figura 4.38 - Influência do P-Delta nos momentos fletores por andar devido ao vento no primeiro grupo

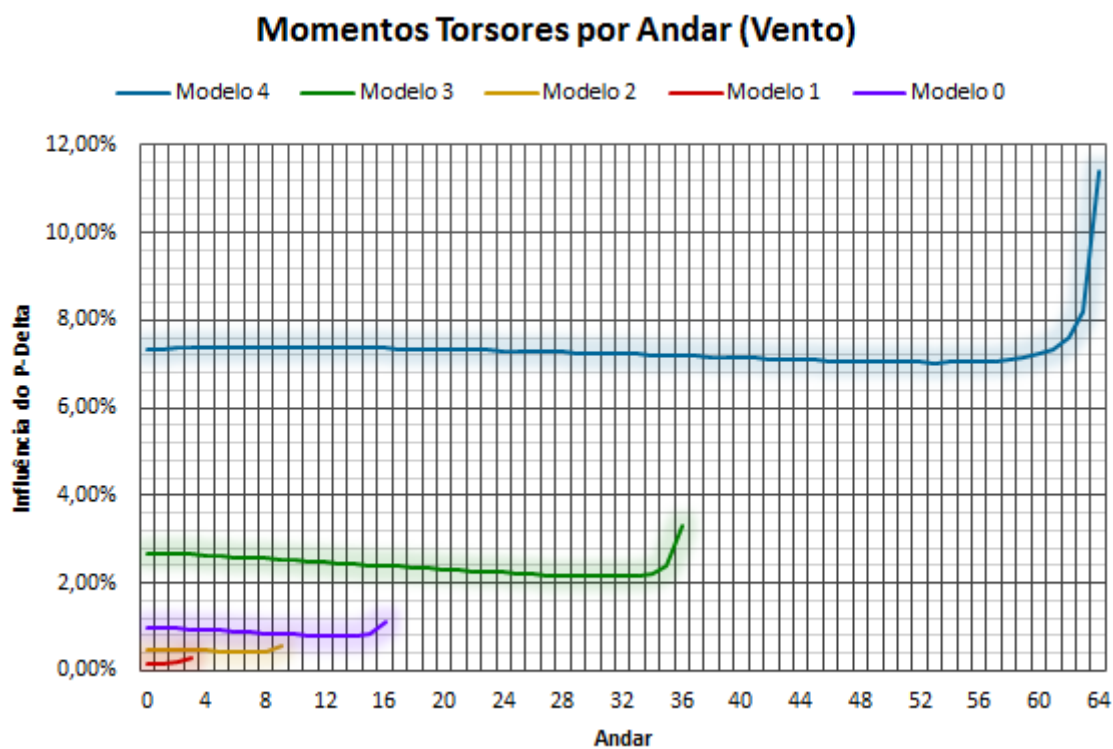


Figura 4.39- Influência do P-Delta nos momentos torsores por andar devido ao vento no primeiro grupo

Na análise da influência do P-Delta nos deslocamentos por andar, o deslocamento máximo devido as atividades sísmicas é de 3,93% no andar de

número 30 e de 7,36% no andar de número 6 para as ações do vento, ambos no modelo 4.

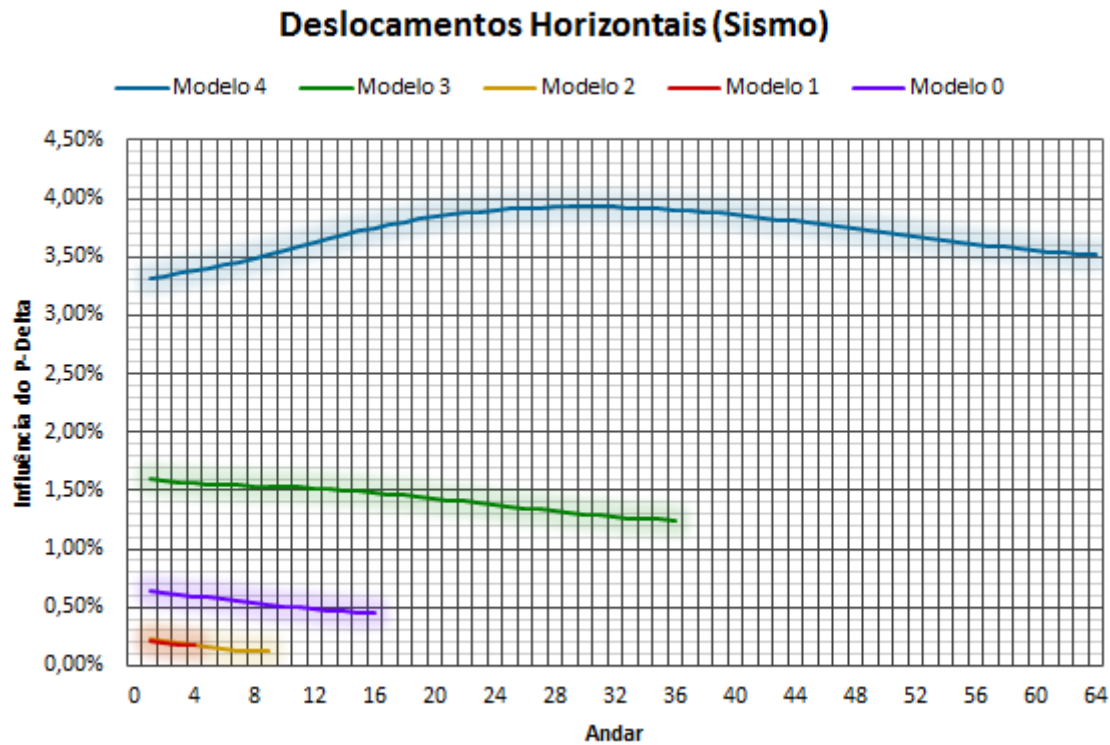


Figura 4.40 - Influência do P-Delta nos deslocamentos por andar devido as ações sísmicas no primeiro grupo

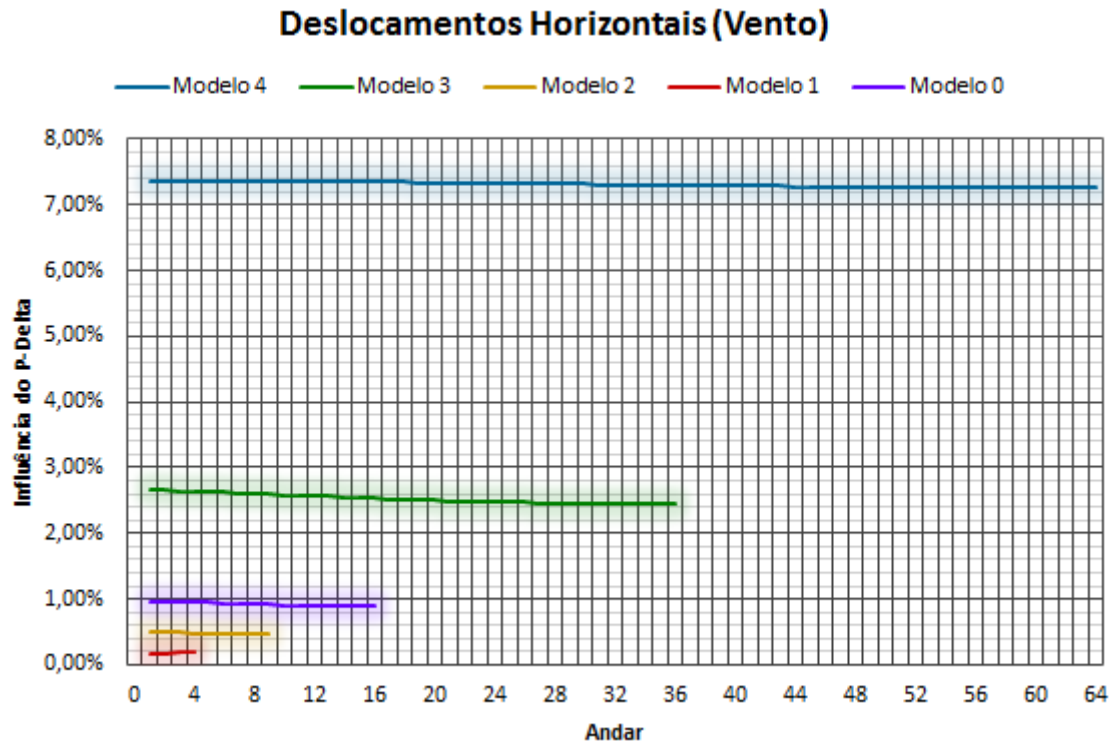


Figura 4.41 - Influência do P-Delta nos deslocamentos por andar devido ao vento no primeiro grupo

4.3. Segundo Grupo

As tabelas do segundo grupo mostram a reação ou deslocamento para cada modelo, e os gráficos mostram a reação ou deslocamento de acordo com a relação entre área do topo e área da base de cada modelo.

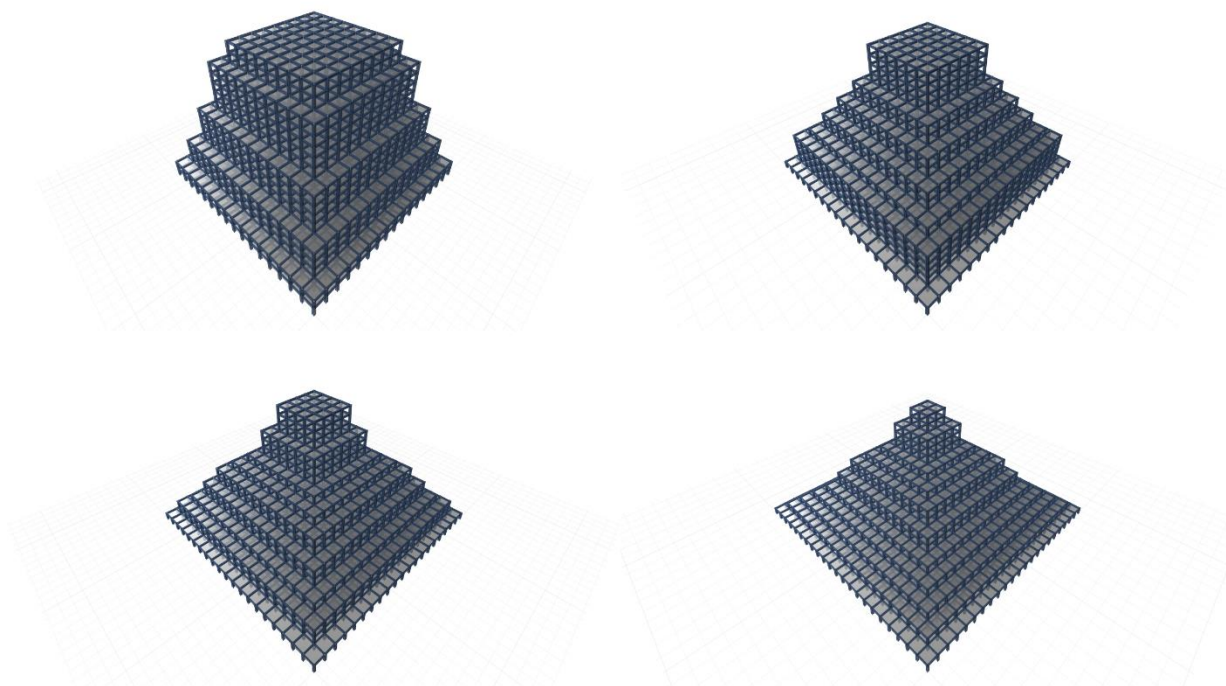


Figura 4.42 - Segundo grupo em vista tridimensional

4.3.1. Ações Gravitacionais

Na base do edifício as forças verticais decrescem e os momentos fletores crescem conforme o aumento da área da base e redução da área do topo.

Tabela 4.29 - Reações na base devido as cargas gravitacionais no segundo grupo

Reações na Base (Gravidade)				
	Modelo 5	Modelo 6	Modelo 7	Modelo 8
Força Vertical	545335 kN	544658 kN	543982 kN	543305 kN
Momento Fletor	17450726 kN.m	19607702 kN.m	21759264 kN.m	23905411 kN.m

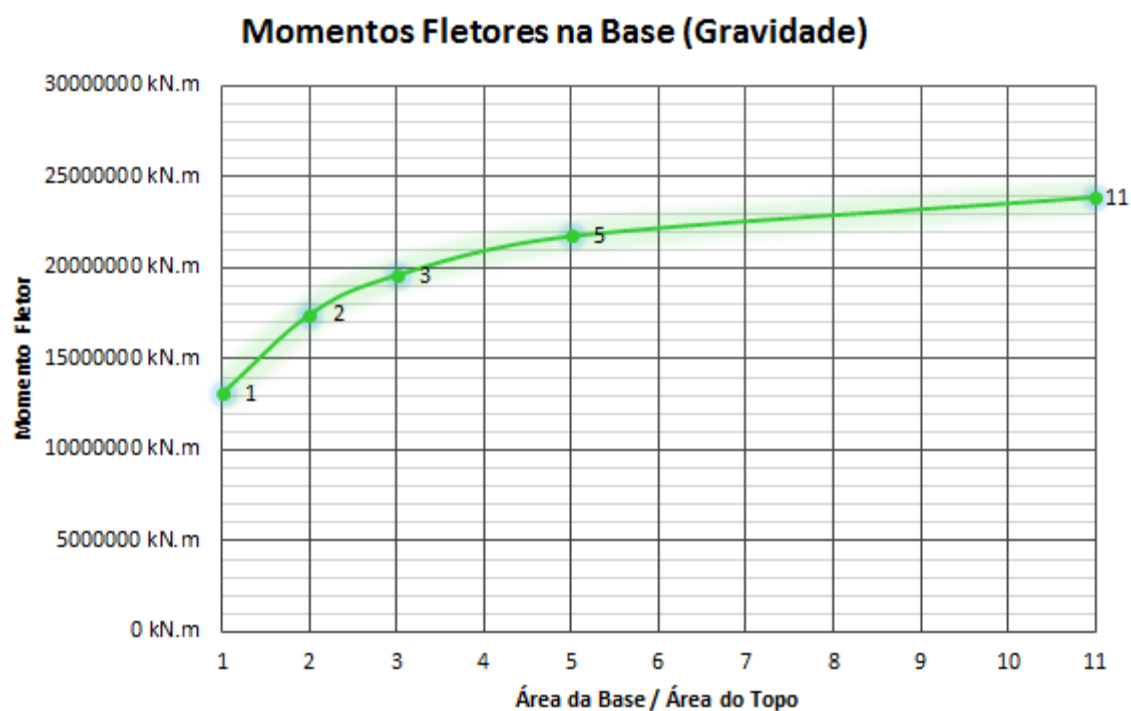
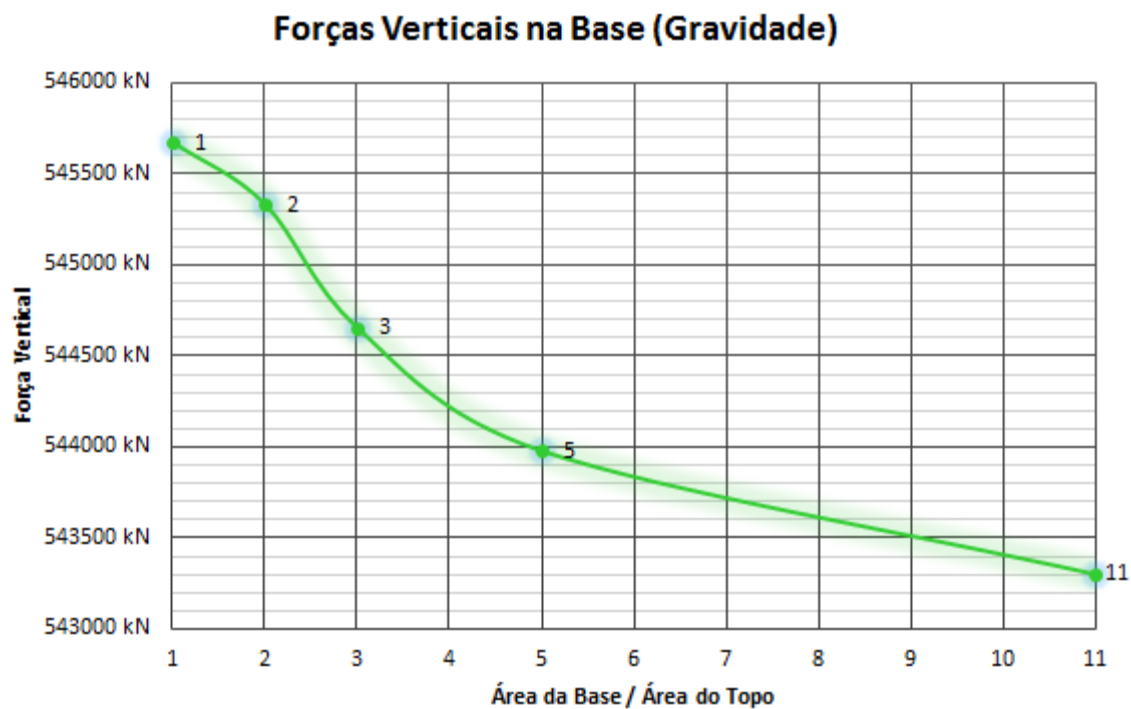


Figura 4.43 - Reações na base devido as cargas gravitacionais no segundo grupo

Os deslocamentos verticais máximos observados nos modelos decrescem conforme o aumento da relação área da base pela área do topo, sendo possível estabelecer uma reta aproximadamente linear para os modelos do segundo grupo.

Tabela 4.30 - Deslocamentos máximos devido as cargas gravitacionais no segundo grupo

Deslocamentos Máximos (Gravidade)				
	Modelo 5	Modelo 6	Modelo 7	Modelo 8
Vertical	7,8 mm	7,7 mm	7,5 mm	6,9 mm

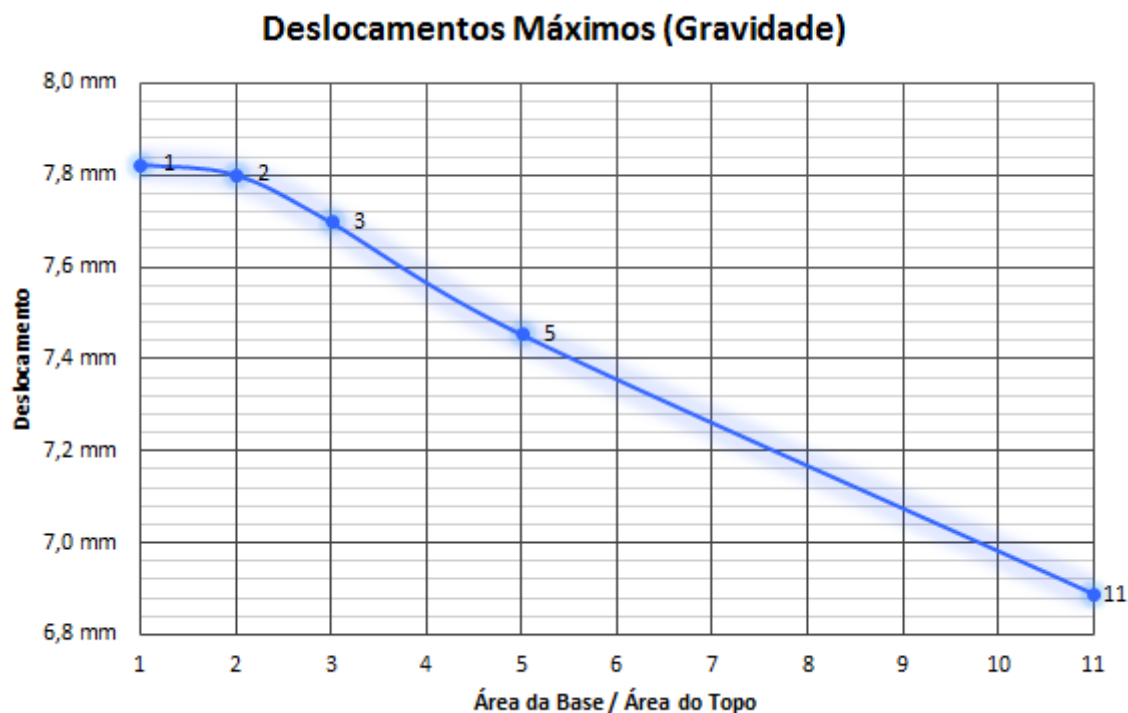


Figura 4.44 - Deslocamentos máximos devido as cargas gravitacionais no segundo grupo

As forças axiais máximas nos pilares variam de uma forma parecida com os deslocamentos máximos e sempre se encontram no primeiro andar, enquanto as demais reações apresentam valores máximos para o modelo número 5 com relação área da base pela área do topo igual a 2, e posteriormente decrescem para relações maiores.

Os andares aonde ocorrem as reações máximas com exceção da força axial nos pilares variam para cada modelo, e se aproximam cada vez mais do topo conforme a relação entre área da base e área do topo aumenta.

Tabela 4.31 - Reações máximas nas vigas devido as cargas gravitacionais no segundo grupo

Forças e Momentos Máximos nas Vigas (Gravidade)				
	Modelo 5	Modelo 6	Modelo 7	Modelo 8
Força Cisalhante	93,51 kN	86,61 kN	83,04 kN	73,47 kN
Momento Torsor	11,54 kN.m	10,75 kN.m	10,35 kN.m	9,28 kN.m
Momento Fletor	104,47 kN	92,26 kN	86,22 kN	72,39 kN

Tabela 4.32 - Reações máximas nos pilares devido as cargas gravitacionais no segundo grupo

Forças e Momentos Máximos nos Pilares (Gravidade)				
	Modelo 5	Modelo 6	Modelo 7	Modelo 8
Força Axial	3662,78 kN	3623,39 kN	3528,87 kN	3329,35 kN
Força Cisalhante	80,53 kN	71,95 kN	66,97 kN	55,48 kN
Momento Fletor	98,66 kN.m	88,64 kN.m	82,59 kN.m	68,68 kN.m

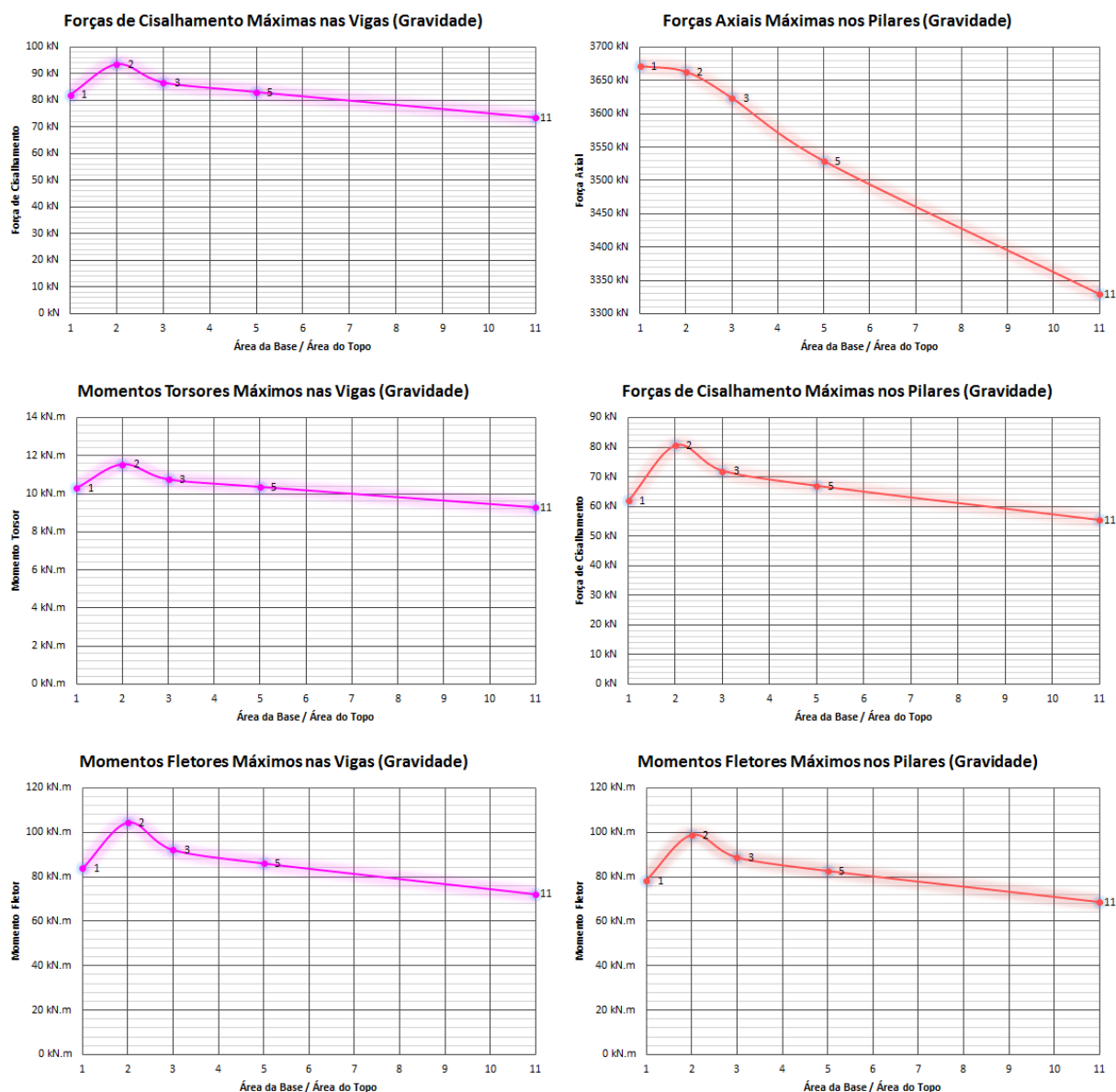


Figura 4.45 - Reações máximas nas vigas e nos pilares devido as cargas gravitacionais no segundo grupo

Considerando os andares como um único elemento, devido à proximidade de peso total entre todos os modelos do segundo grupo, as forças verticais tendem a se aproximar ao chegarem perto da base. Temos um comportamento linear no gráfico de forças verticais por andares para o modelo com relação entre área da base e área do topo igual a 1 e curvas cada vez mais acentuadas para maiores relações entre área da base e área do topo, enquanto o mesmo ocorre para o gráfico de momentos

fletores, porém quanto mais próximos da base, mais se intensificam.

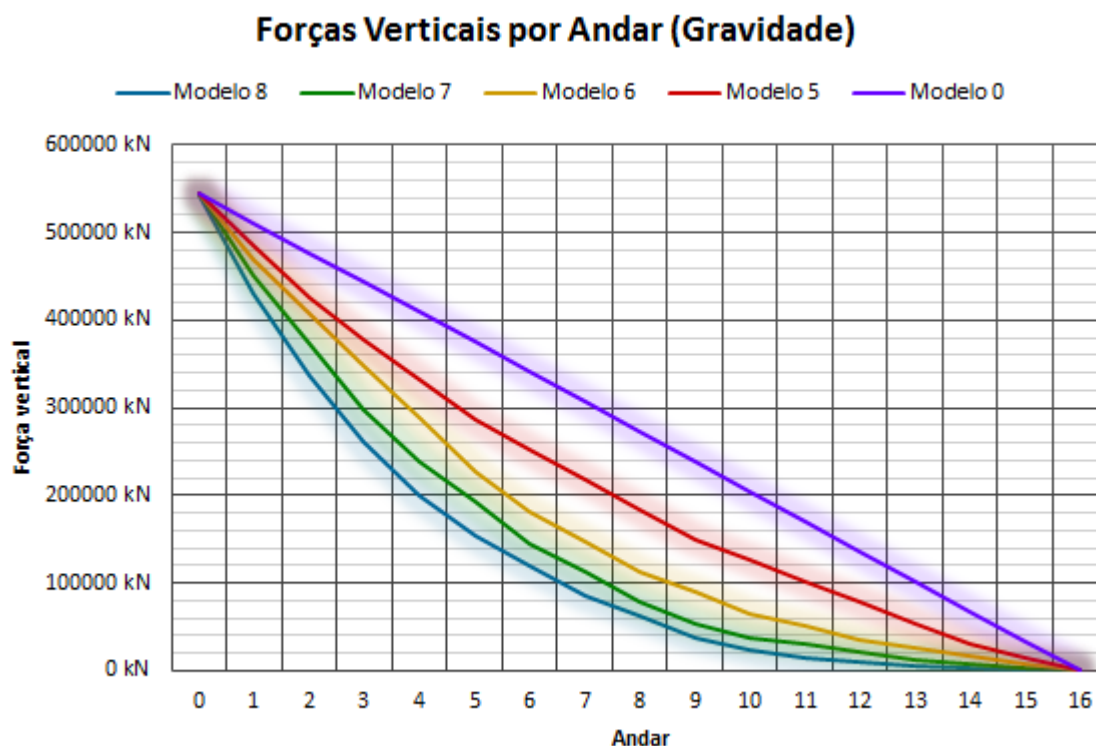


Figura 4.46 - Forças verticais por andar devido as cargas gravitacionais no segundo grupo

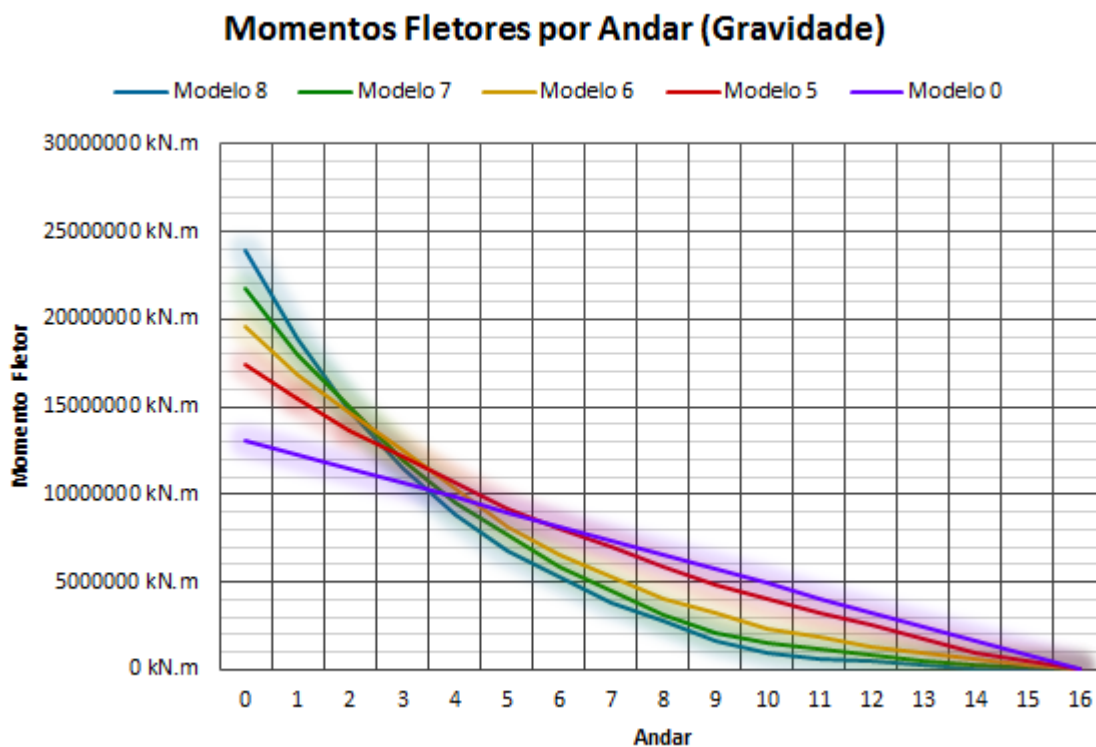


Figura 4.47 - Momentos fletores por andar devido as cargas gravitacionais no segundo grupo

4.3.2. Ações Sísmicas

As forças horizontais e momentos torsores na base crescem conforme a relação entre área da base e área do topo, e os momentos fletores na base apresentam valores máximos para o modelo principal aonde a relação entre áreas é igual a 1.

Tabela 4.33 - Reações na base devido as atividades sísmicas no segundo grupo

Reações na Base (Sismo)				
	Modelo 5	Modelo 6	Modelo 7	Modelo 8
Força Horizontal	146017 kN	168464 kN	176078 kN	184879 kN
Momento Fletor	3753116 kN.m	3797676 kN.m	3606828 kN.m	3522441 kN.m
Momento Torsor	4672538 kN.m	6064697 kN.m	7043109 kN.m	8134664 kN.m

Os deslocamentos verticais e horizontais máximos devido a atividade sísmica ocorrem com valores maiores para o modelo principal, enquanto o modelo 5 apresenta menor deslocamento horizontal máximo e o modelo 8 apresenta menor deslocamento vertical máximo. Os deslocamentos angulares diminuem conforme a relação área da base e área do topo aumenta.

Tabela 4.34 - Deslocamentos máximos devido as atividades sísmicas no segundo grupo

Deslocamentos Máximos (Sismo)				
	Modelo 5	Modelo 6	Modelo 7	Modelo 8
Vertical	4,3 mm	4,0 mm	4,8 mm	2,8 mm
Horizontal	166,9 mm	179,0 mm	188,4 mm	192,5 mm
Angular	0,0044 rad	0,0053 rad	0,0062 rad	0,0071 rad

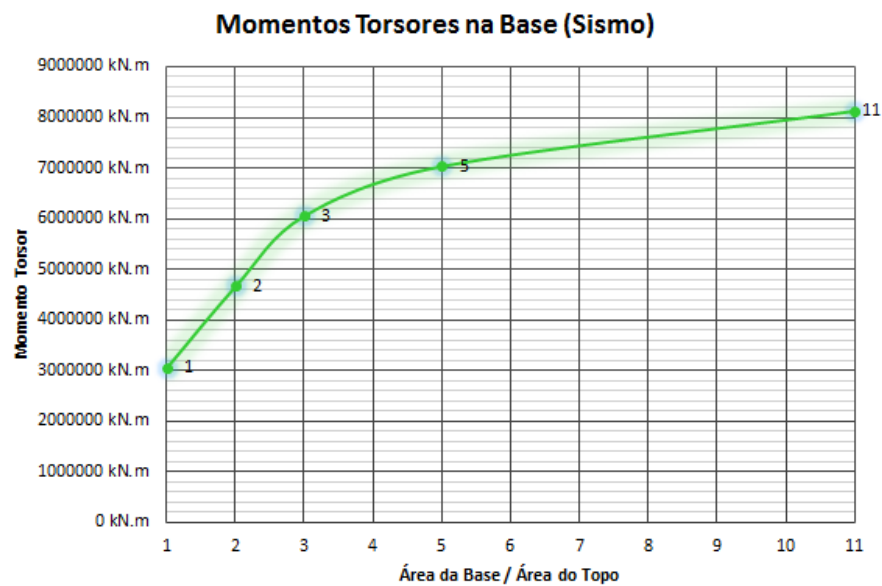
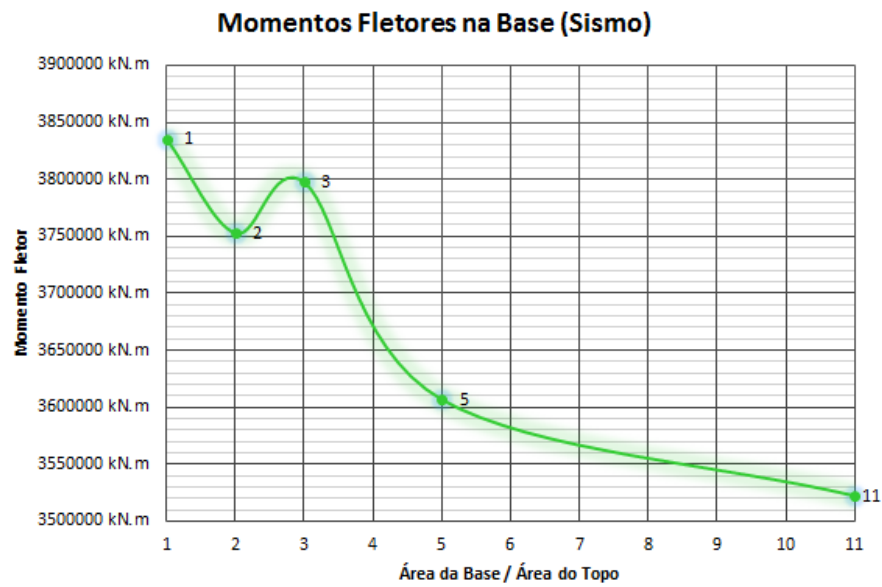
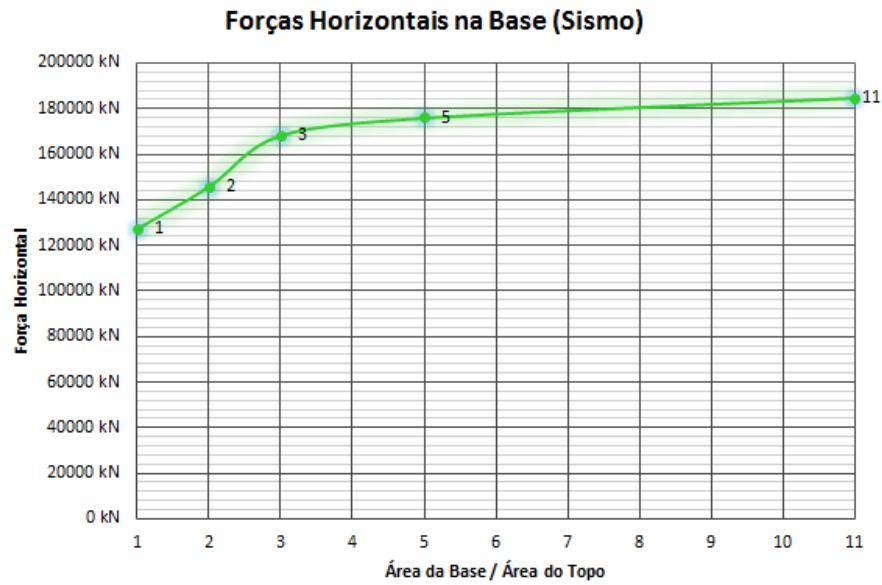


Figura 4.48 - Reações na base devido as atividades sísmicas no segundo grupo

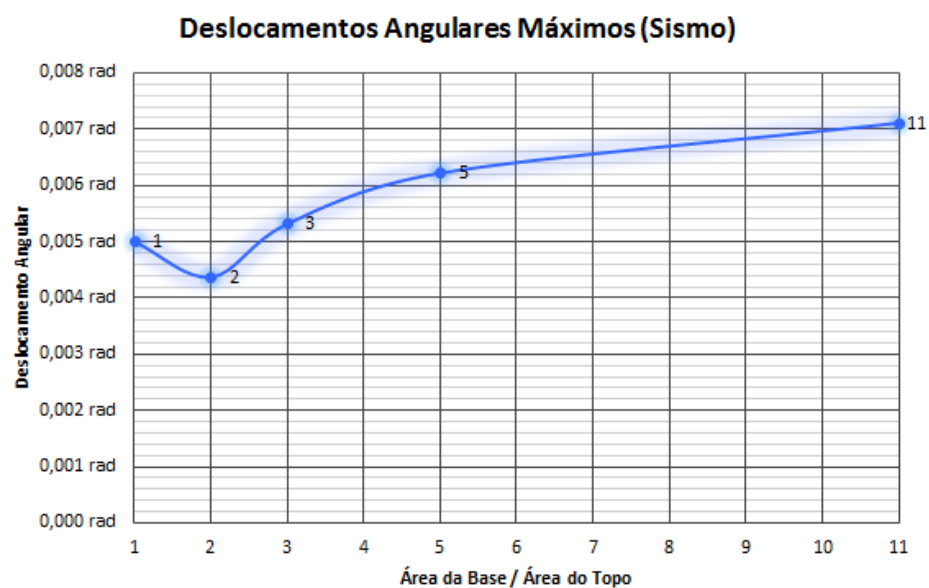
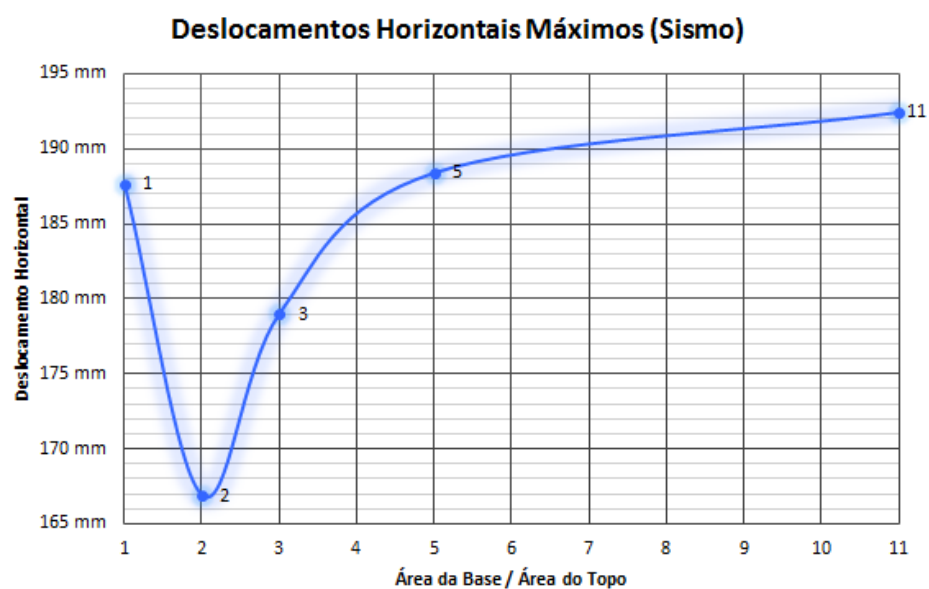
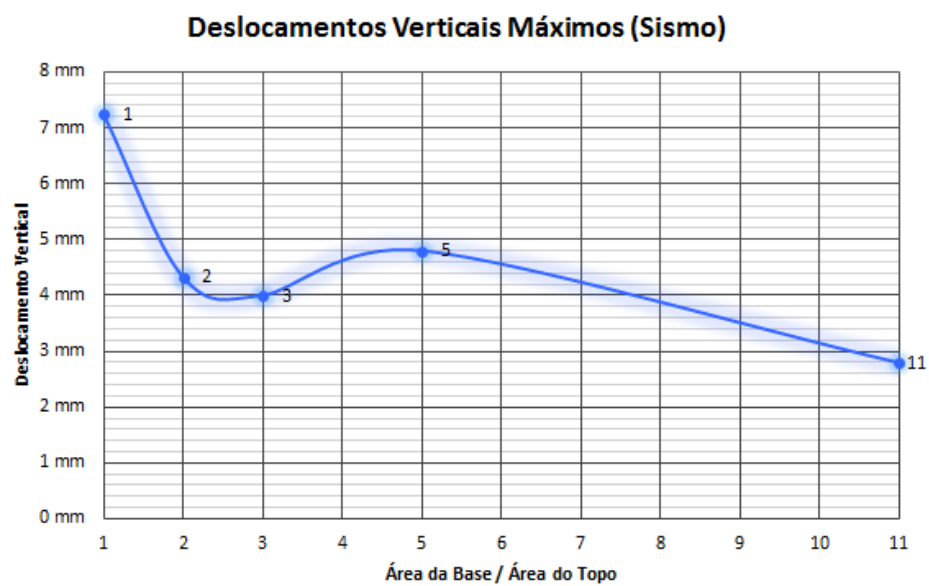


Figura 4.49 - Deslocamentos máximos devido as atividades sísmicas no segundo grupo

As reações máximas devido ao sismo ocorrem de forma variada para diferentes andares, sendo que os menores valores das reações com exceção das forças axiais para pilares ocorrem no modelo 5, com relação área do topo por área da base igual a 2.

Tabela 4.35 - Reações máximas nas vigas devido as atividades sísmicas no segundo grupo

Forças e Momentos Máximos nas Vigas (Sismo)				
	Modelo 5	Modelo 6	Modelo 7	Modelo 8
Força Cisalhante	467,01 kN	538,97 kN	663,23 kN	742,64 kN
Momento Torsor	74,12 kN.m	89,68 kN.m	104,18 kN.m	116,69 kN.m
Momento Fletor	800,36 kN.m	942,35 kN.m	1135,01 kN.m	1279,51 kN.m

Tabela 4.36 - Reações máximas nos pilares devido as atividades sísmicas no segundo grupo

Forças e Momentos Máximos nos Pilares (Sismo)				
	Modelo 5	Modelo 6	Modelo 7	Modelo 8
Força Axial	1874,69 kN	1578,26 kN	1899,53 kN	1962,30 kN
Força Cisalhante	689,87 kN	882,46 kN	1004,04 kN	1146,55 kN
Momento Fletor	1072,75 kN.m	1363,46 kN.m	1604,52 kN.m	1874,95 kN.m

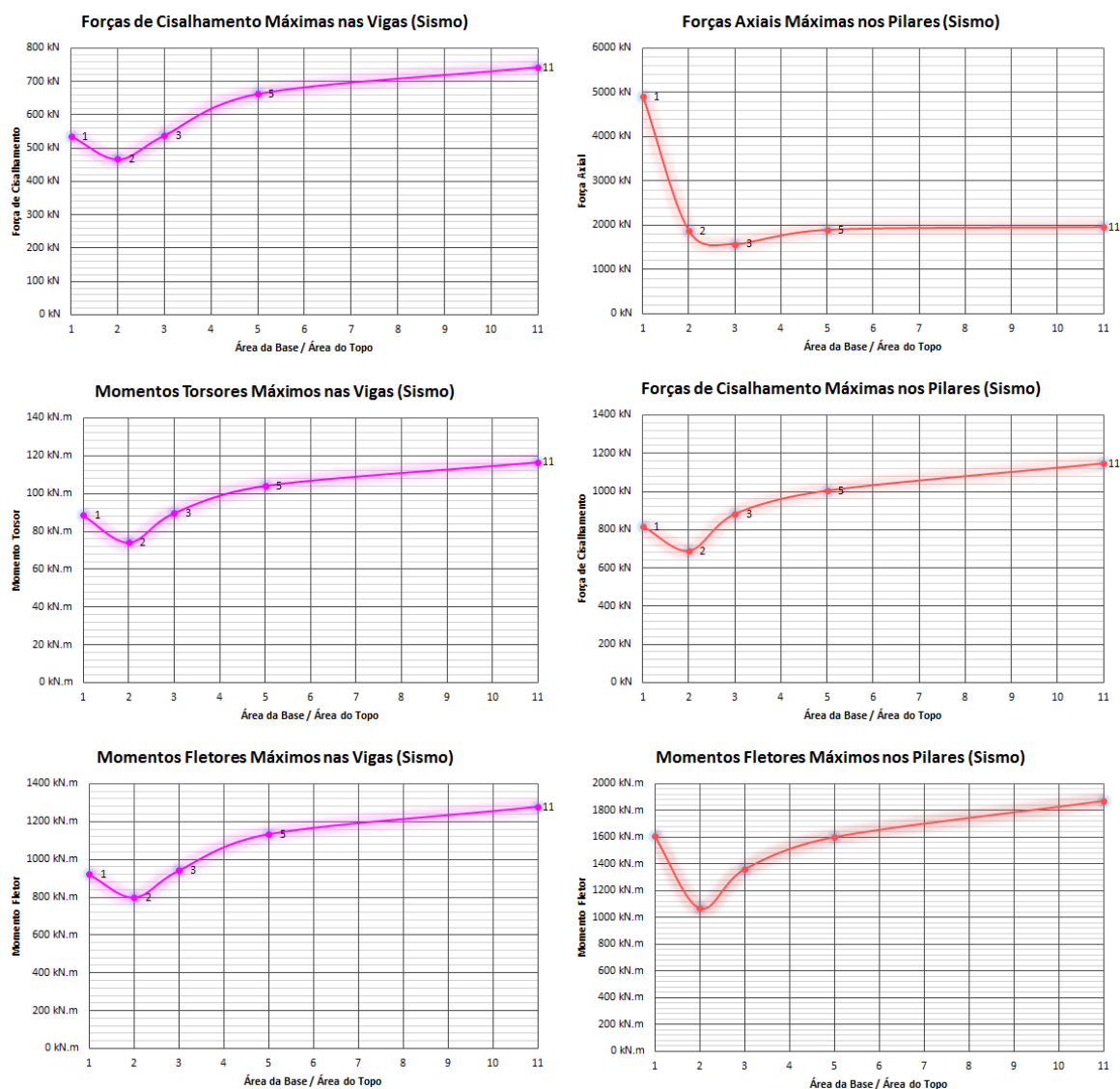


Figura 4.50 - Reações máximas nas vigas e nos pilares devido as atividades sísmicas no segundo grupo

Considerando os andares como um único elemento, temos uma redução da força horizontal atuante conforme a diminuição da área do topo nos andares superiores e um aumento da força horizontal atuante conforme o aumento da área da base nos andares inferiores, aonde o ponto de interseção entre os modelos fica no entre nos andares intermediários.

Os momentos fletores por andar apresentam um gráfico com curva cada vez mais acentuada conforme o aumento da relação entre área da base e área do topo e momentos torsores se intensificam na base e apresentam valores próximos no topo.

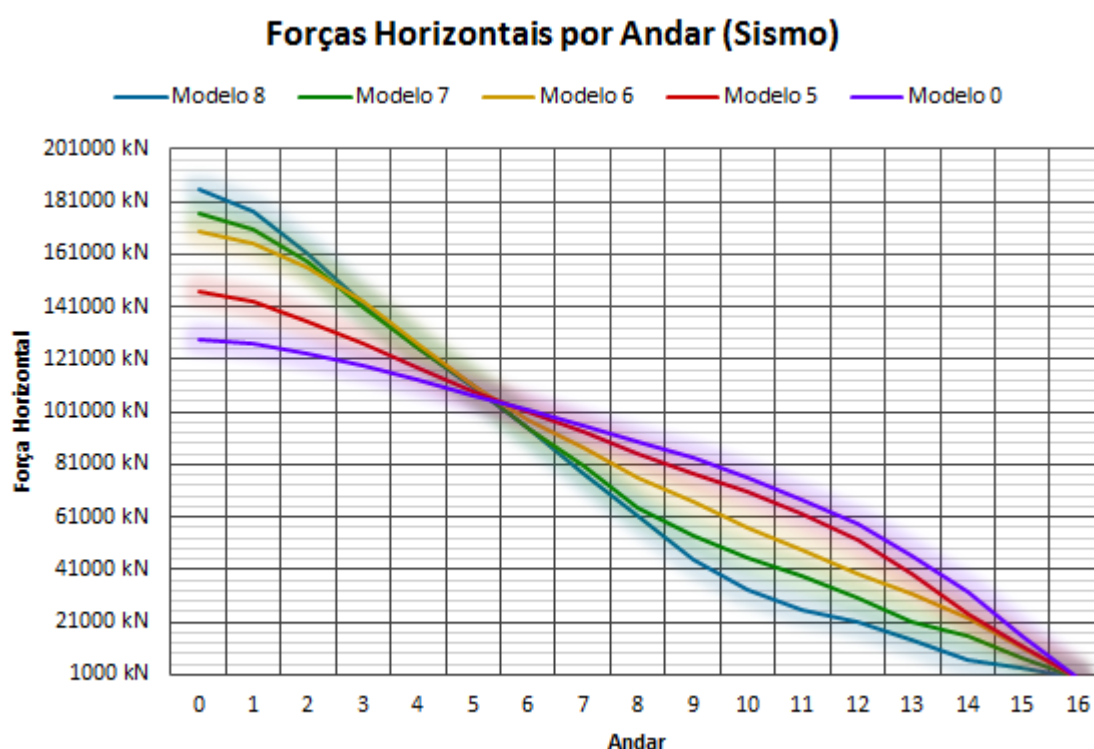


Figura 4.51 - Forças horizontais por andar devido as atividades sísmicas no segundo grupo

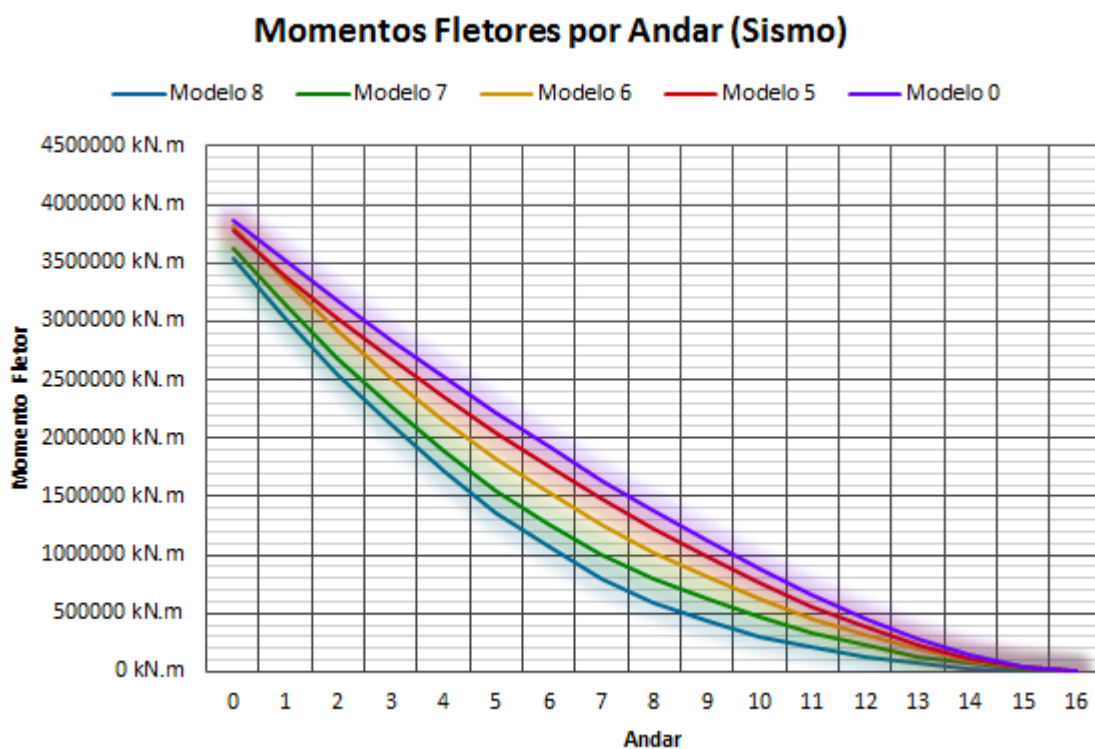


Figura 4.52 - Momentos fletores por andar devido as atividades sísmicas no segundo grupo

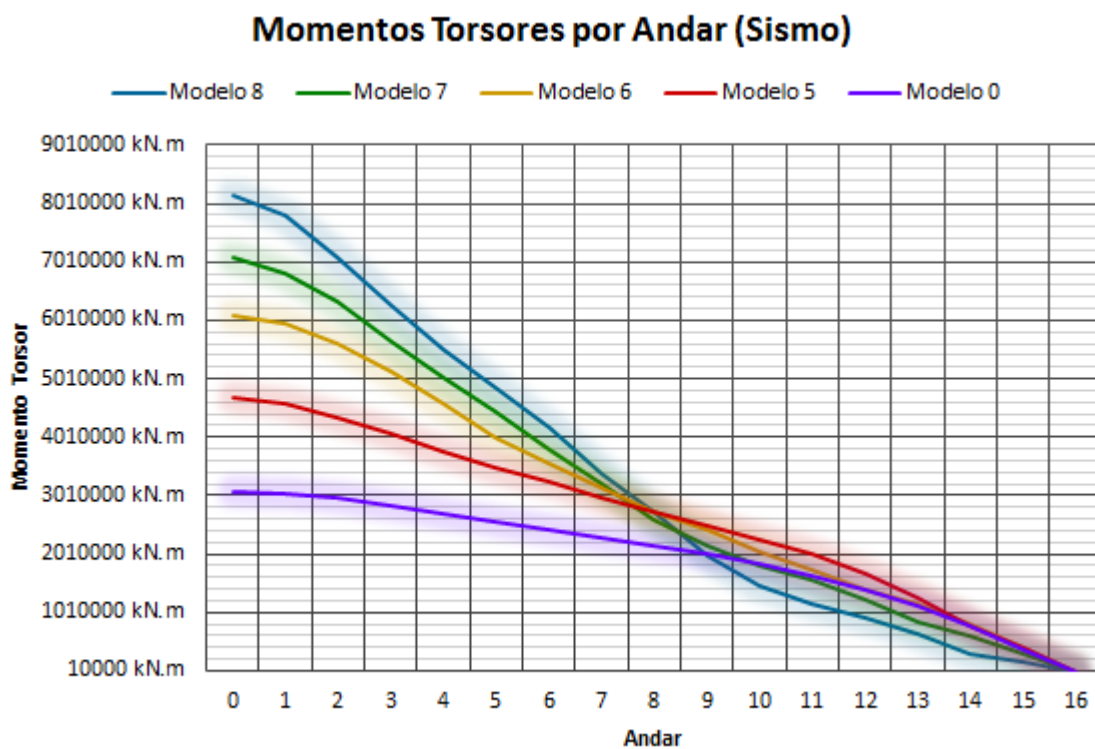


Figura 4.53 - Momentos torsores por andar devido as atividades sísmicas no segundo grupo

Deslocamentos horizontais devido a atividade sísmica do segundo grupo são inferiores quando comparados ao modelo principal para o modelo 5 e 6, já os modelos 7 e 8 apresentam deslocamento final maior. O deslocamento entre andares

e por andar apresenta os melhores resultados para o modelo 5.

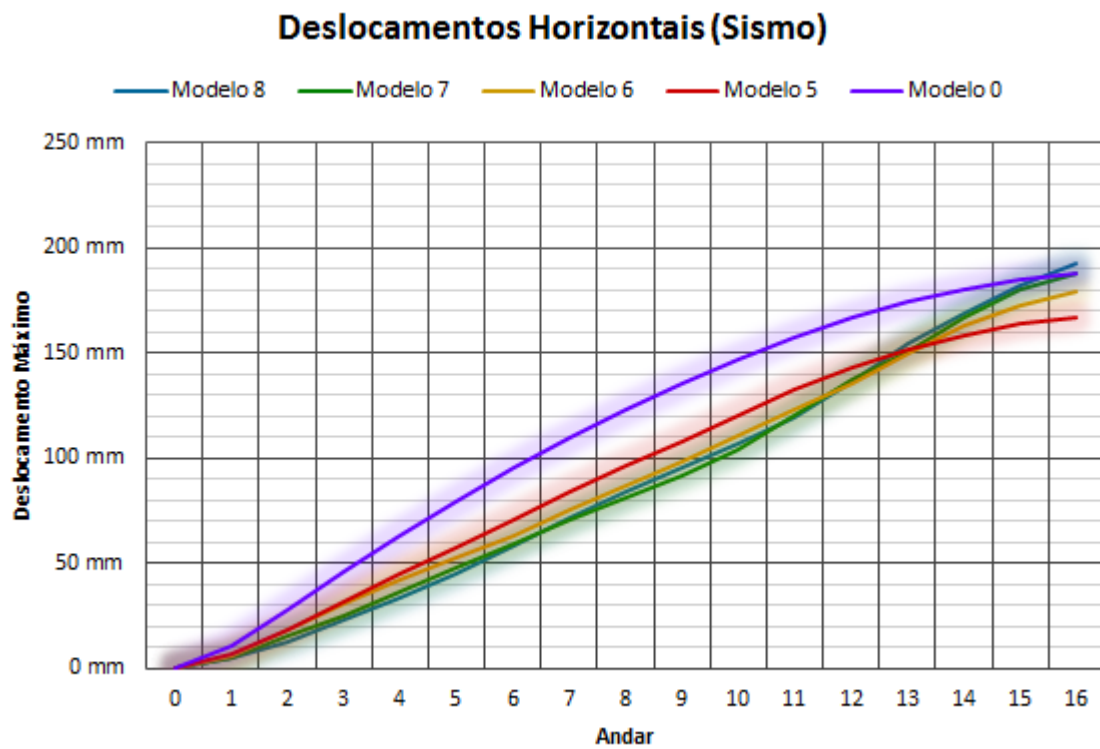


Figura 4.54 - Deslocamentos horizontais por andar devido as atividades sísmicas no segundo grupo

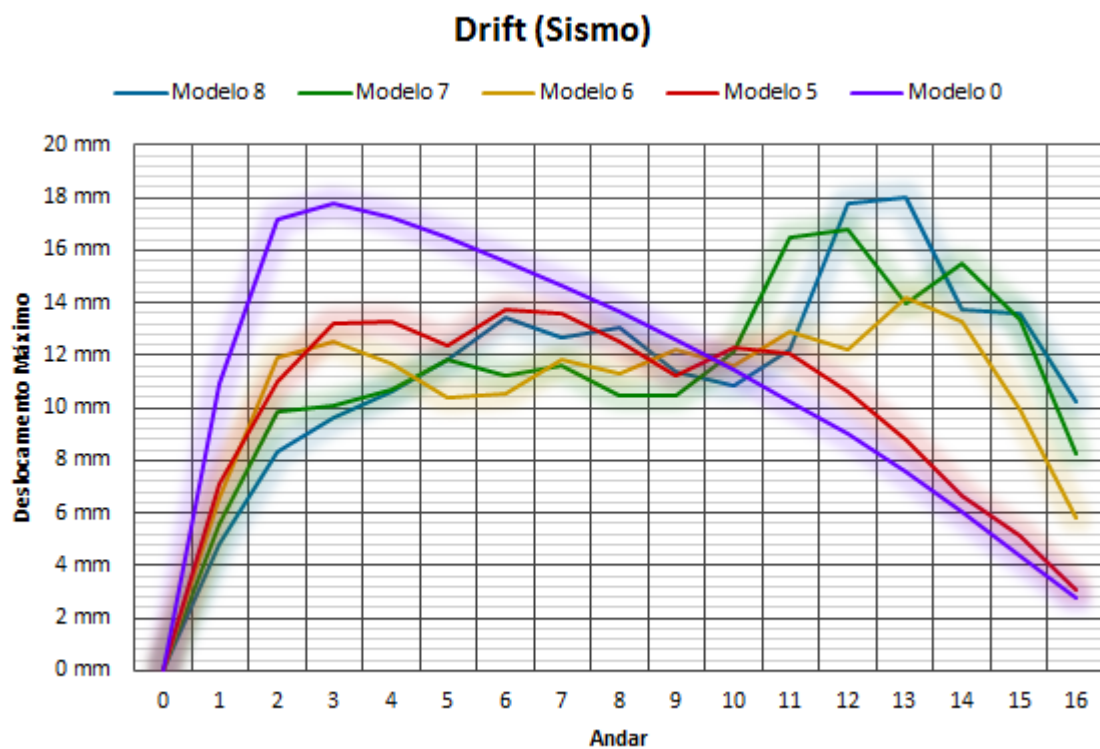


Figura 4.55 - Deslocamentos horizontais entre andares devido as atividades sísmicas no segundo grupo

4.3.3. Ações do Vento

As forças horizontais e momentos fletores na base apresentam valores menores conforme a relação entre área do topo e área da base aumenta, ao contrário dos momentos torsores, que aumentam conforme a relação entre área do topo e área da base aumenta.

Tabela 4.37 - Reações na base devido ao vento no segundo grupo

Reações na Base (Vento)				
	Modelo 5	Modelo 6	Modelo 7	Modelo 8
Força Horizontal	3712 kN	3513 kN	3329 kN	3155 kN
Momento Fletor	87530 kN.m	74873 kN.m	65403 kN.m	57386 kN.m
Momento Torsor	118788 kN.m	126480 kN.m	133175 kN.m	138800 kN.m

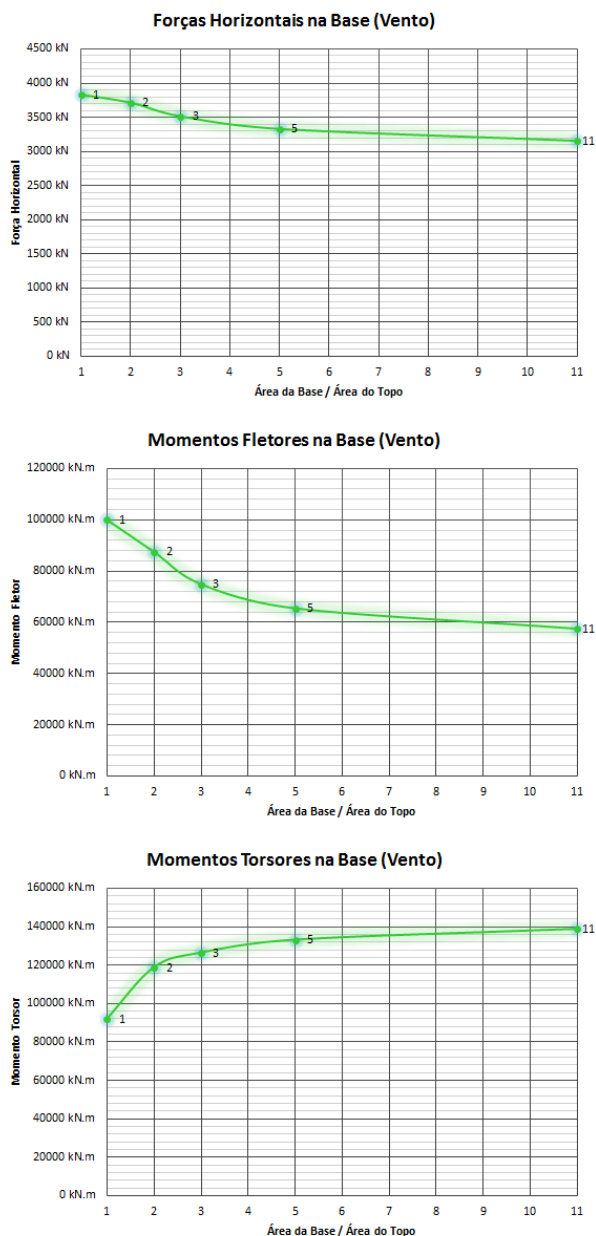


Figura 4.56 - Reações na base devido ao vento no segundo grupo

Os deslocamentos máximos apresentam maiores valores para o modelo principal.

Tabela 4.38 - Deslocamentos máximos devido ao vento no segundo grupo

Deslocamentos Máximos (Vento)				
	Modelo 5	Modelo 6	Modelo 7	Modelo 8
Vertical	0,069 mm	0,043 mm	0,060 mm	0,060 mm
Horizontal	3,644 mm	3,184 mm	3,063 mm	2,982 mm
Angular	0,00009 rad	0,00007 rad	0,00009 rad	0,00009 rad

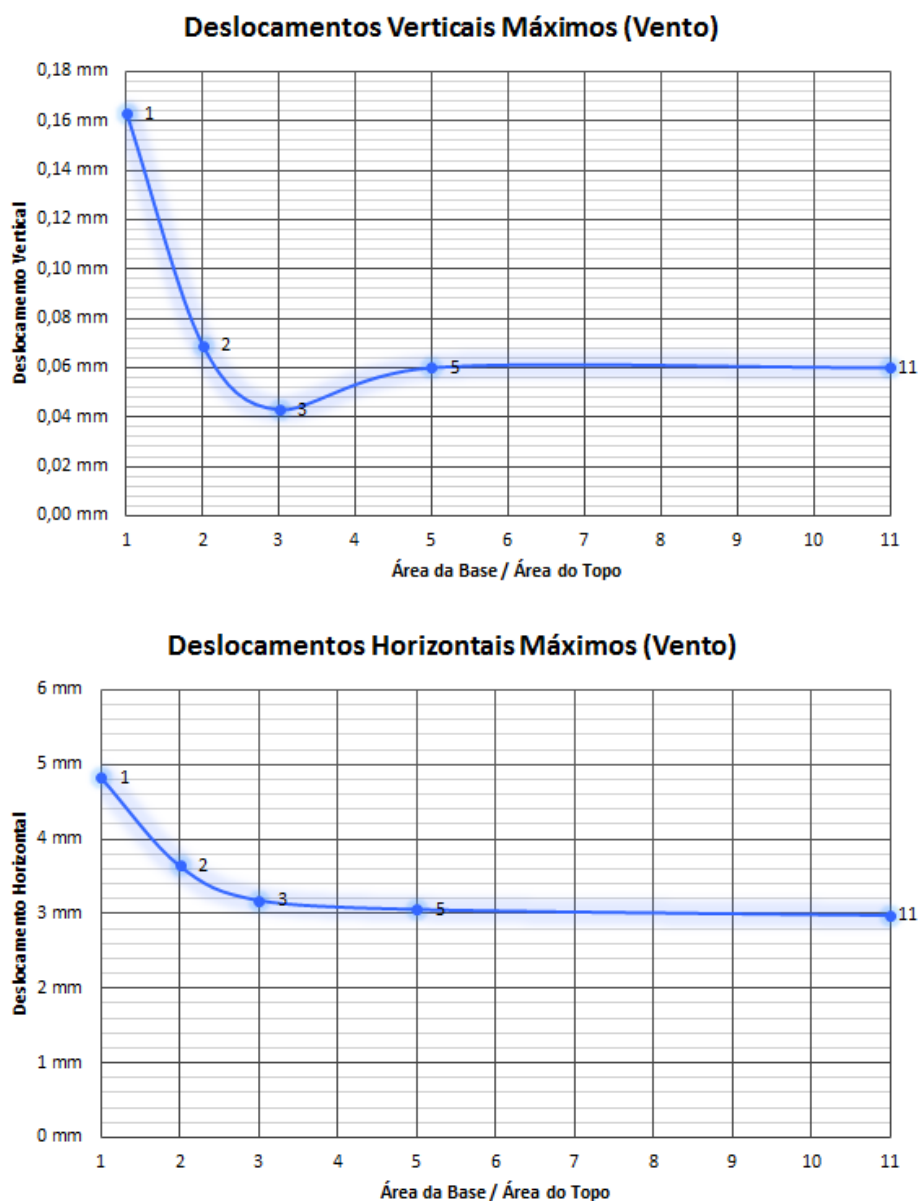


Figura 4.57 - Deslocamentos máximos devido ao vento no segundo grupo

As reações nos pilares e nas vigas apresentam valores máximos para o modelo principal, enquanto para os modelos do segundo grupo, os valores são muito próximos.

Tabela 4.39 - Reações máximas nas vigas devido ao vento no segundo grupo

Forças e Momentos Máximos nas Vigas (Vento)				
	Modelo 5	Modelo 6	Modelo 7	Modelo 8
Força Cisalhante	10,62 kN	7,82 kN	8,94 kN	9,41 kN
Momento Torsor	1,61 kN.m	1,23 kN.m	1,42 kN.m	1,49 kN.m
Momento Fletor	18,14 kN.m	13,52 kN.m	15,31 kN.m	16,30 kN.m

Tabela 4.40 - Reações máximas nos pilares devido ao vento no segundo grupo

Forças e Momentos Máximos nos Pilares (Vento)				
	Modelo 5	Modelo 6	Modelo 7	Modelo 8
Força Axial	38,64 kN	30,13 kN	24,04 kN	23,64 kN
Força Cisalhante	15,69 kN	13,10 kN	14,06 kN	15,03 kN
Momento Fletor	27,06 kN.m	22,99 kN.m	21,89 kN.m	23,94 kN.m

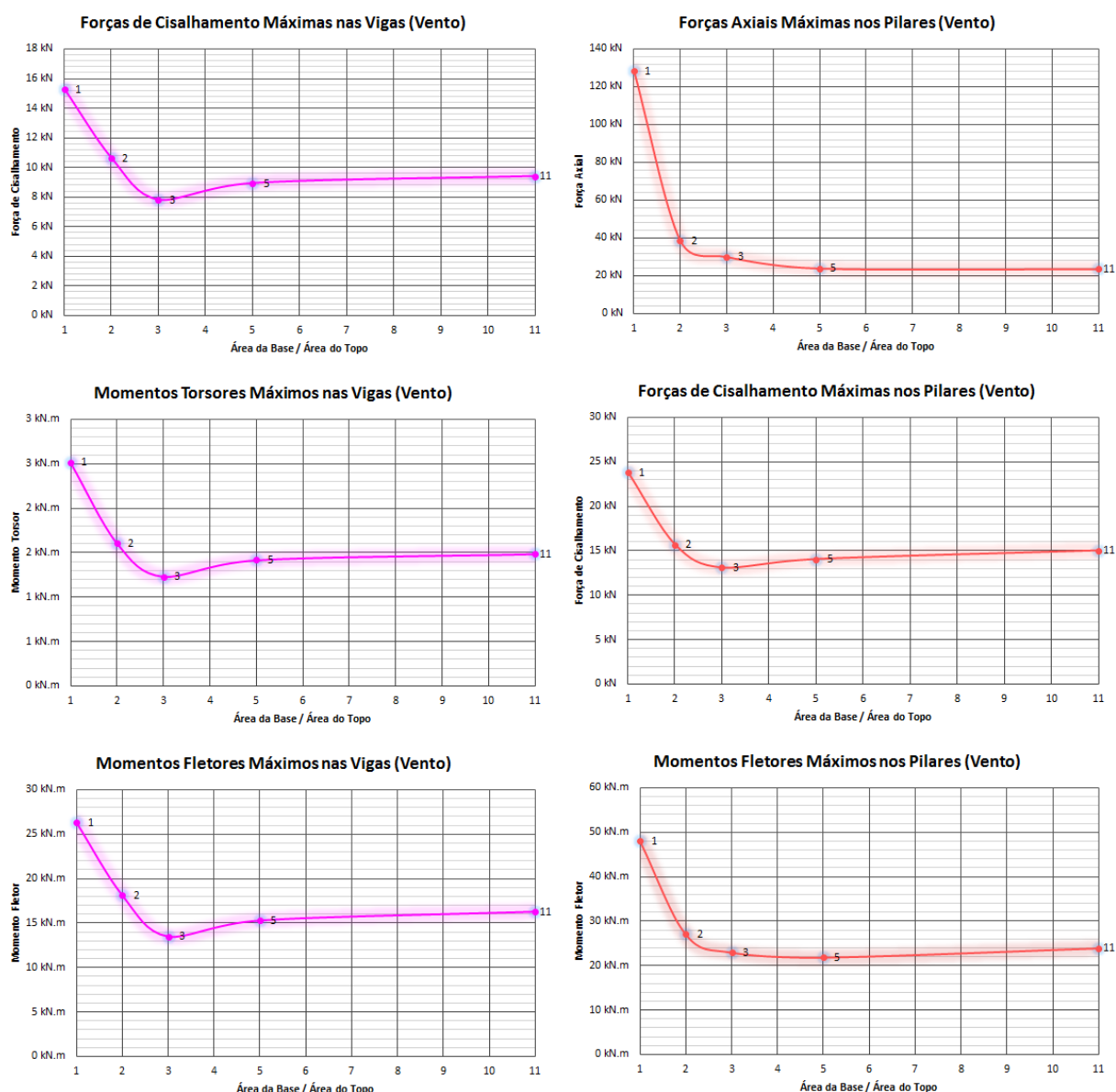


Figura 4.58 - Reações máximas nas vigas e nos pilares devido ao vento no segundo grupo

Considerando os andares como um único elemento, as forças horizontais e

momentos torsores apresentam valores menores ao longo de todos os andares conforme a redistribuição para uma maior área de contato do vento nos andares inferiores e menor área de contato nos andares superiores.

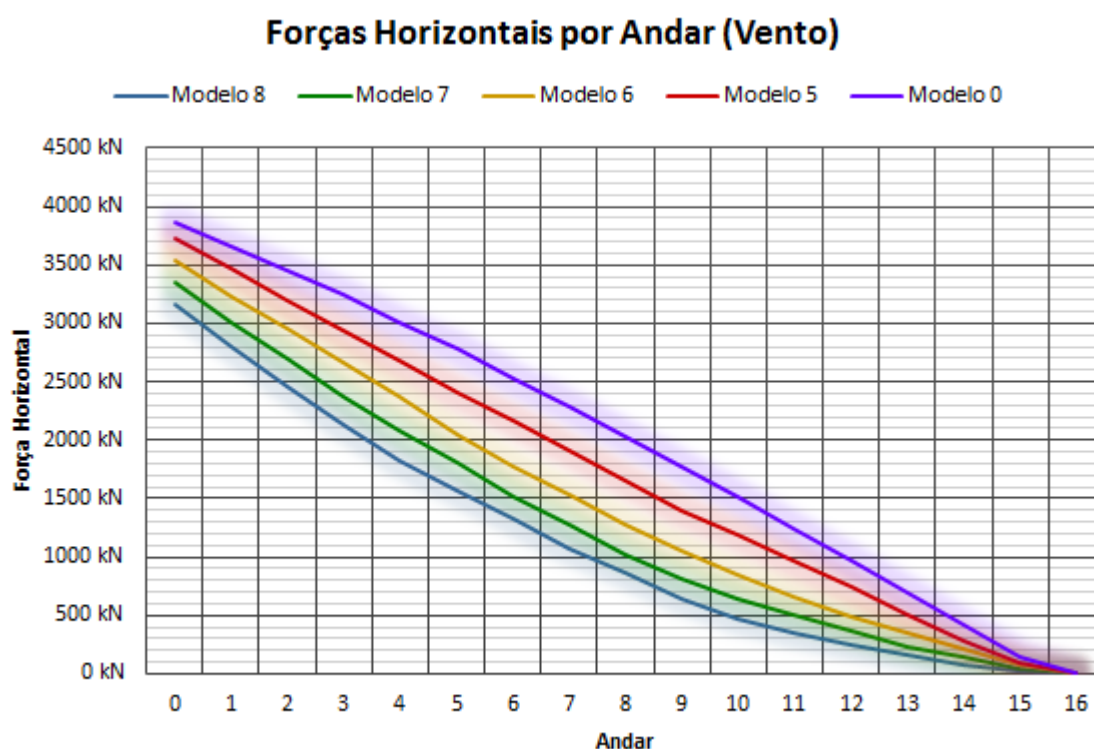


Figura 4.59 - Forças horizontais por andar devido ao vento no segundo grupo

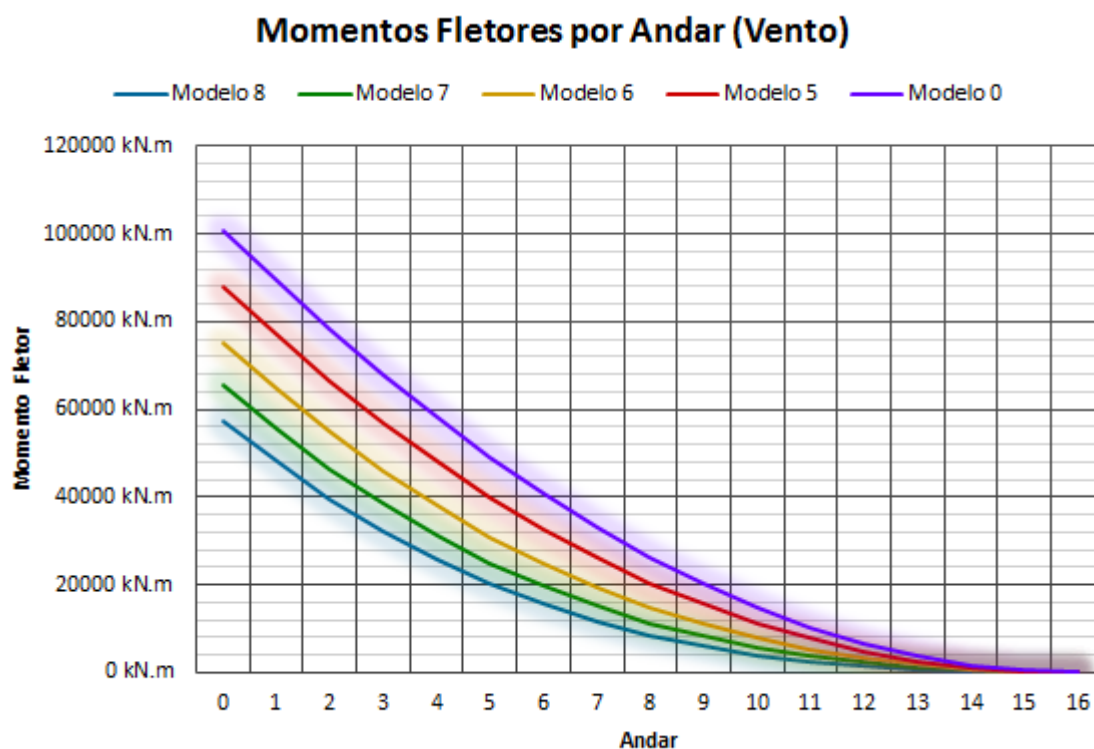


Figura 4.60 - Momentos fletores por andar devido ao vento no segundo grupo

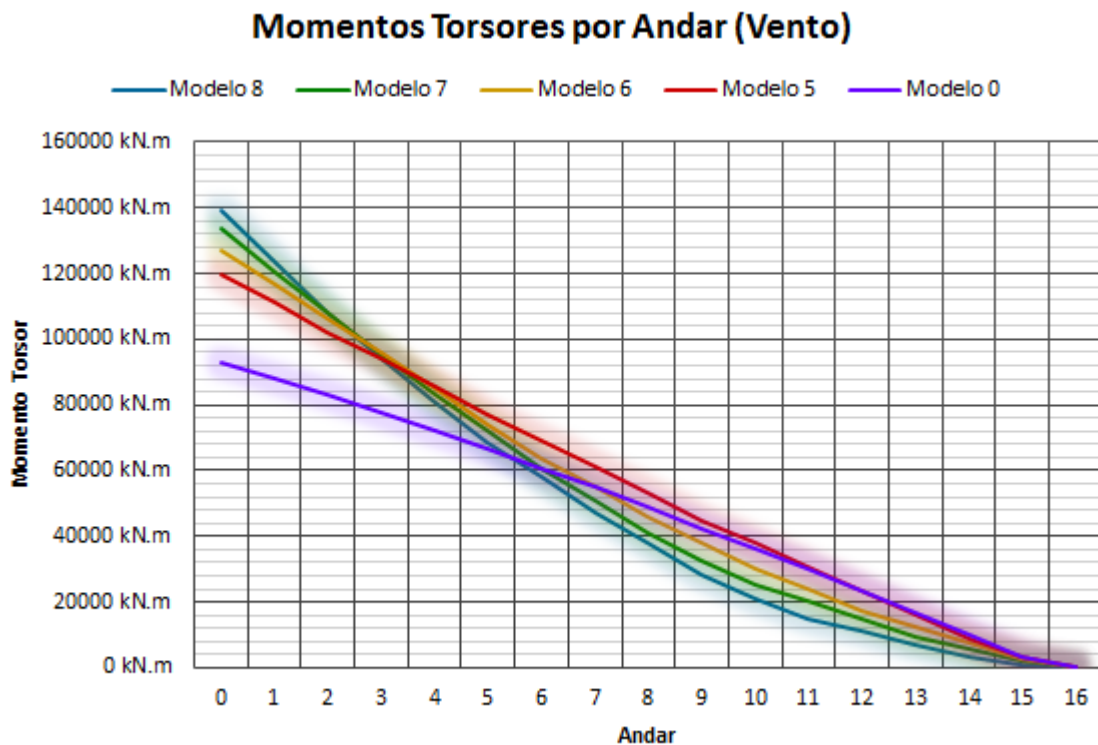


Figura 4.61 - Momentos torsores por andar devido ao vento no segundo grupo

Os deslocamentos por andar apresentam valores cada vez menores conforme o aumento da área de contato do vento perto da base e diminuição da área de contato do vento no topo.

Os deslocamentos entre andares apresentam os melhores resultados para o modelo 6, aonde o deslocamento máximo entre andar é de 0,24mm.

É notório o pior desempenho em deslocamentos para o modelo principal, sendo também o modelo com maior área de contato lateral no topo.

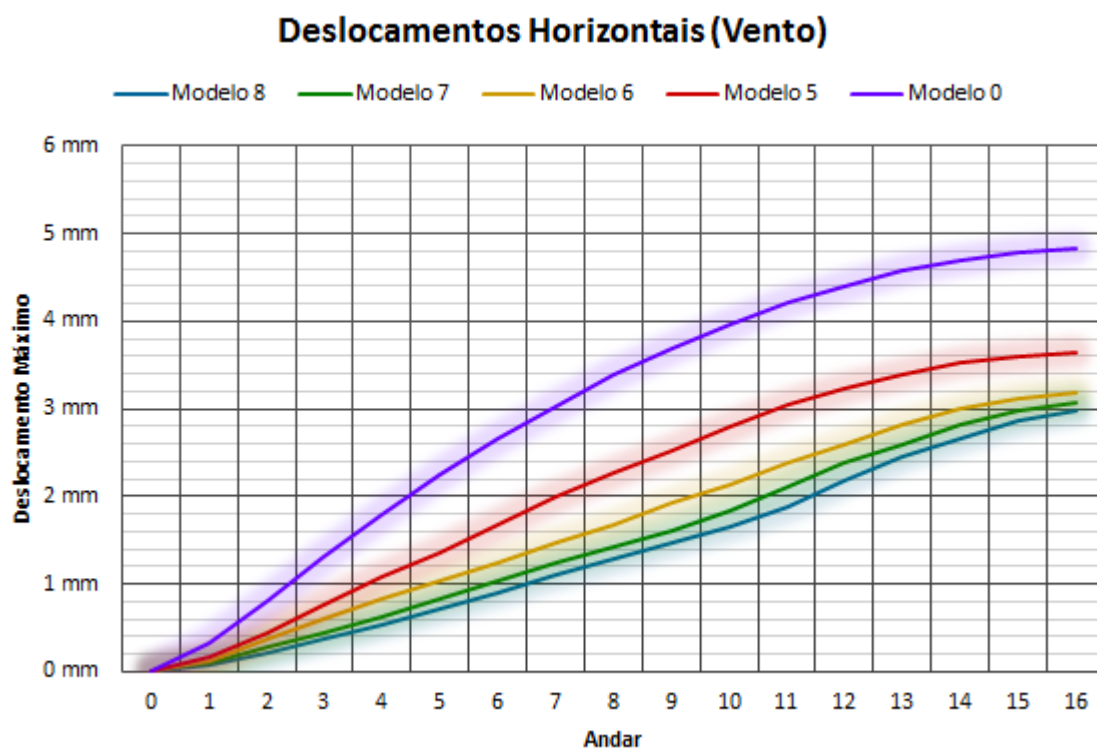


Figura 4.62 - Deslocamentos horizontais por andar devido ao vento no segundo grupo

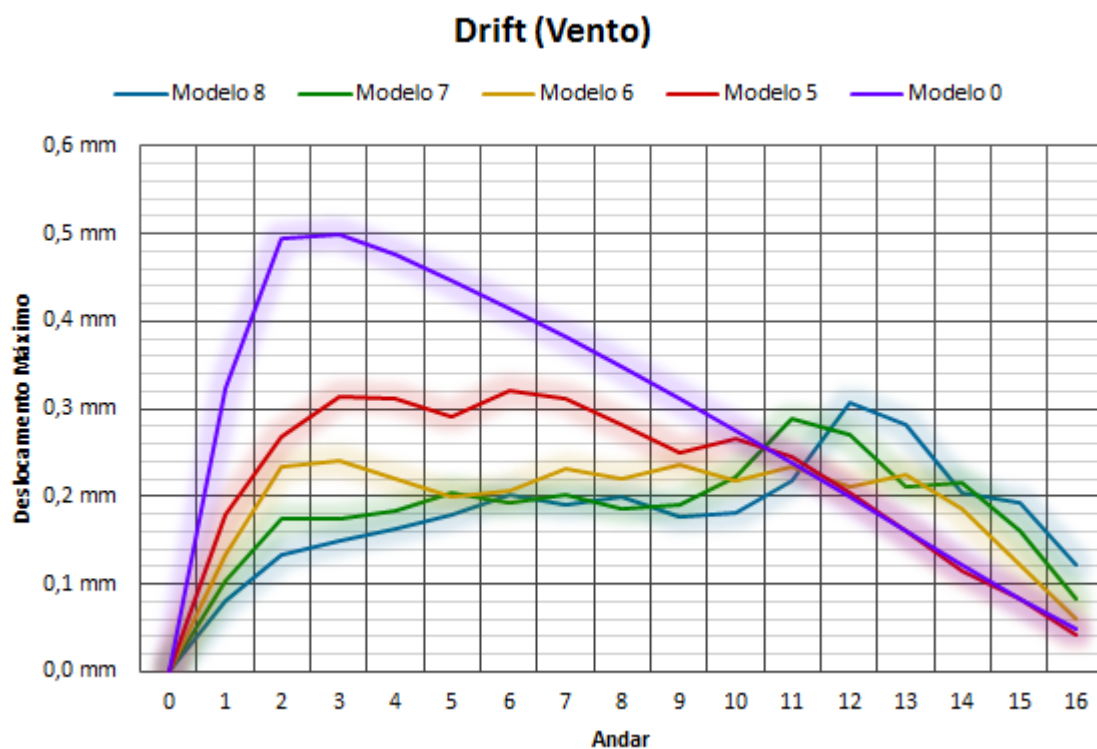


Figura 4.63 - Deslocamentos horizontais entre andares devido ao vento no segundo grupo

4.4. Terceiro Grupo

Os gráficos e tabelas do terceiro grupo são apresentados conforme os resultados de cada modelo.

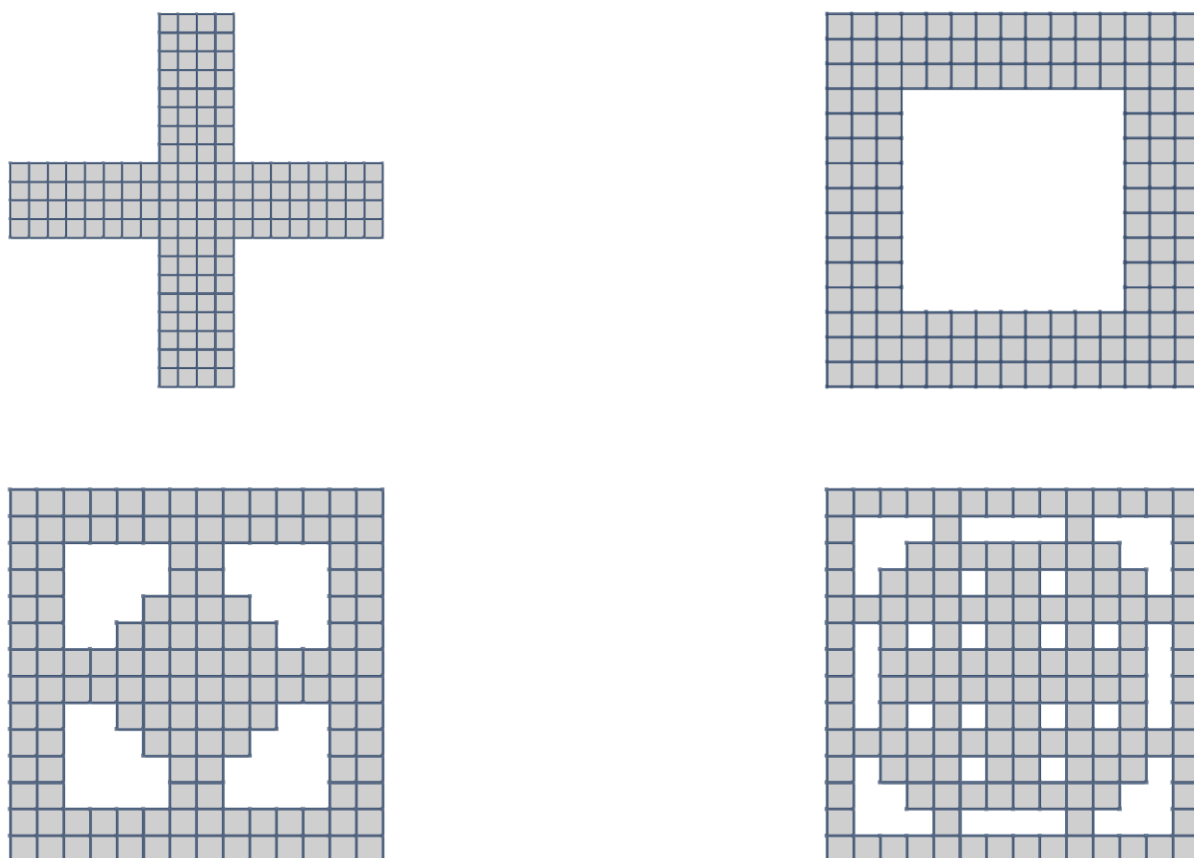


Figura 4.64 - Terceiro grupo em vista superior

4.4.1. Ações Gravitacionais

Na base do edifício, pode-se notar a diferença de peso dos modelos nas forças verticais, e o maior momento fletor pertence ao modelo 10.

Tabela 4.41 - Reações na base devido as cargas gravitacionais no terceiro grupo

Reações na Base (Gravidade)				
	Modelo 9	Modelo 10	Modelo 11	Modelo 12
Força Vertical	556502 kN	561485 kN	568310 kN	585763 kN
Momento Fletor	22260096 kN.m	16844544 kN.m	15912691 kN.m	16401370 kN.m

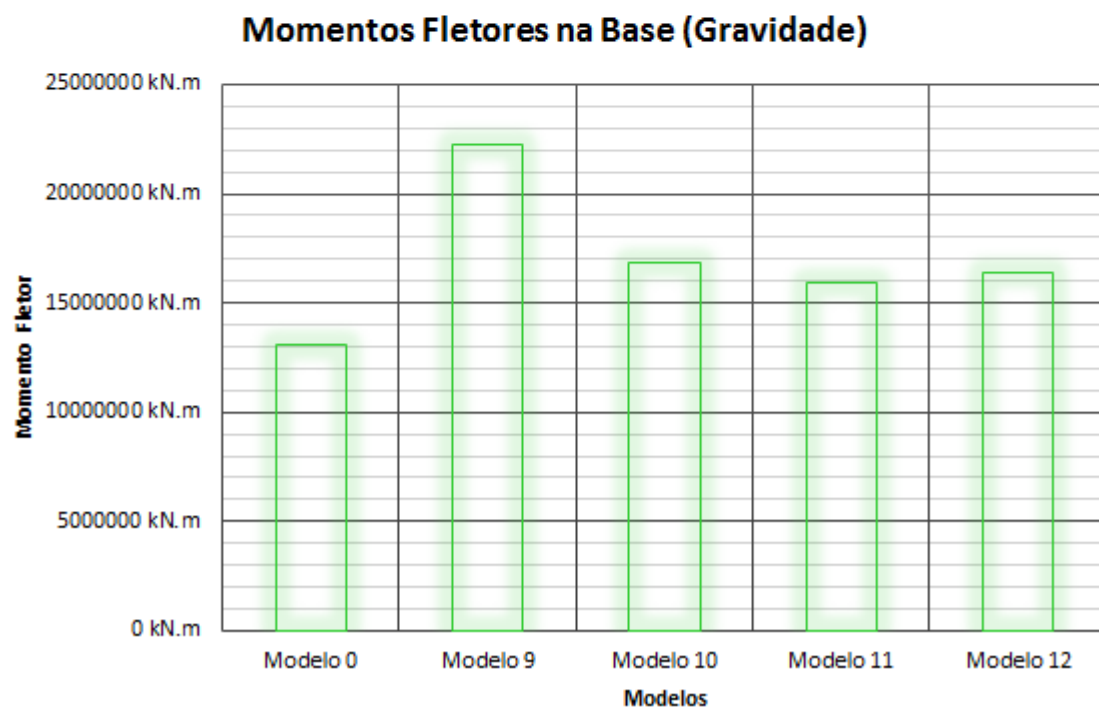
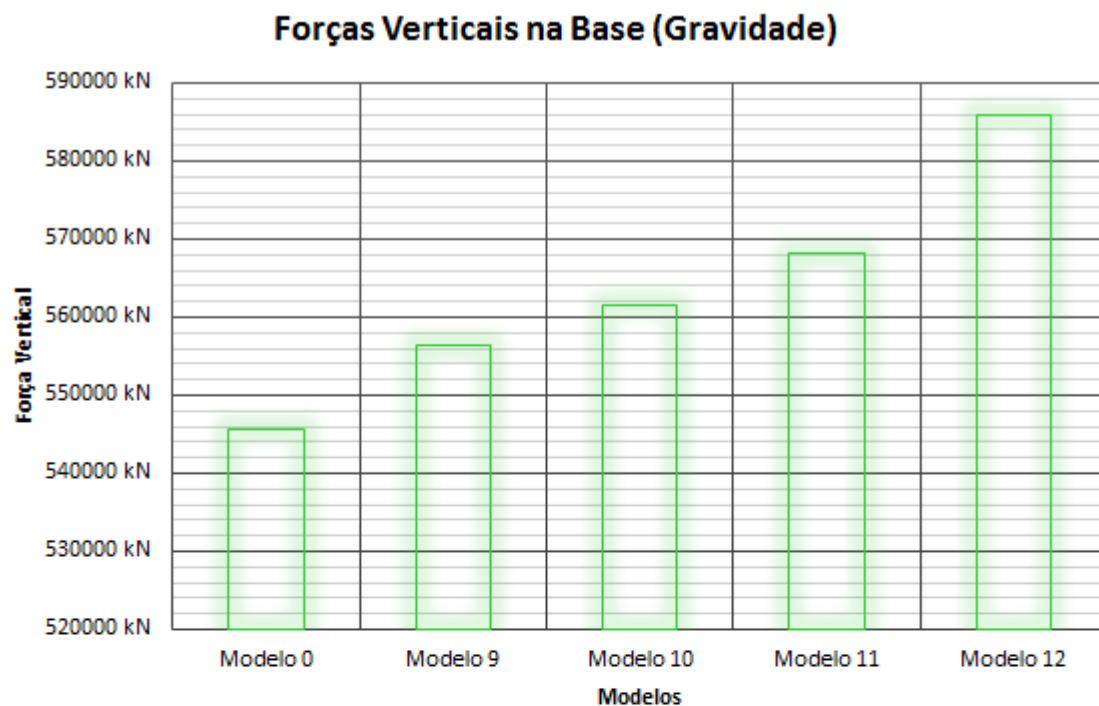


Figura 4.65 - Reações na base devido as cargas gravitacionais no terceiro grupo

Os deslocamentos verticais máximos devido as cargas gravitacionais observados apresentam pior desempenho para o modelo principal e melhor desempenho para o modelo 10.

Tabela 4.42 - Deslocamentos máximos devido as cargas gravitacionais no terceiro grupo

Deslocamentos Máximos (Gravidade)				
	Modelo 9	Modelo 10	Modelo 11	Modelo 12
Vertical	7,7 mm	7,2 mm	7,6 mm	7,4 mm

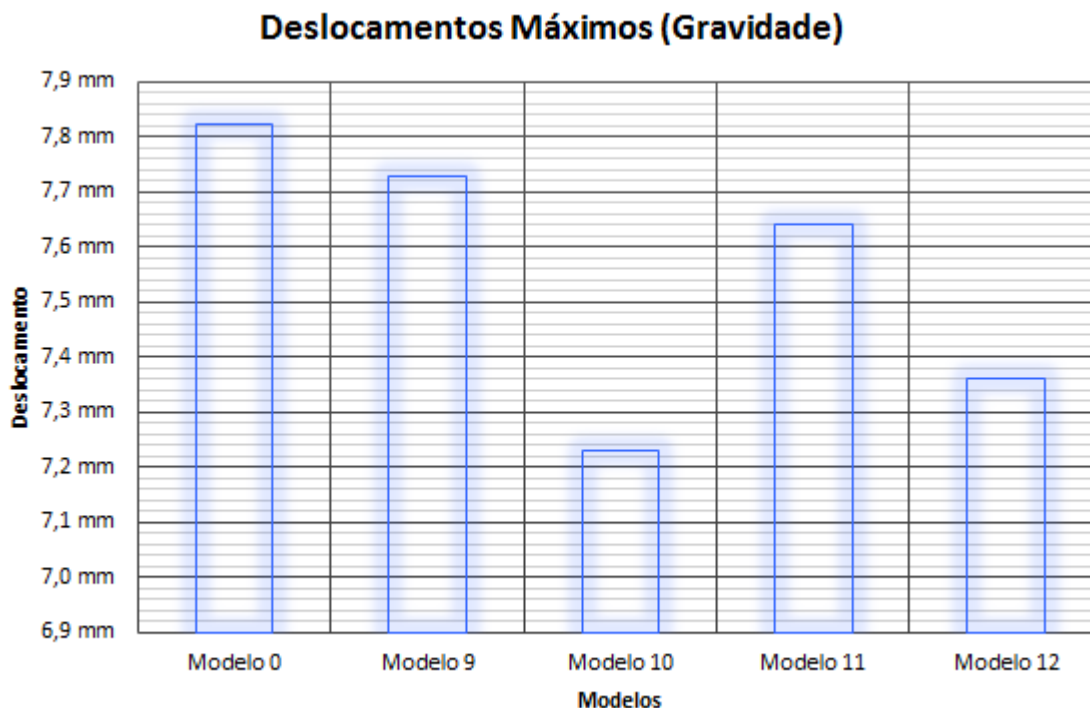


Figura 4.66 - Deslocamentos máximos devido as cargas gravitacionais no terceiro grupo

As forças de cisalhamento e momentos fletores máximos nos pilares apresentam melhor resultado para o modelo 12 e pior resultado para o modelo principal, enquanto nas vigas, os melhores resultados pertencem ao modelo 9.

Tabela 4.43 - Reações máximas nas vigas devido as cargas gravitacionais no terceiro grupo

Forças e Momentos Máximos nas Vigas (Gravidade)				
	Modelo 9	Modelo 10	Modelo 11	Modelo 12
Força Cisalhante	53,95 kN	80,49 kN	77,81 kN	74,93 kN
Momento Torsor	7,90 kN.m	10,22 kN.m	10,66 kN.m	10,16 kN.m
Momento Fletor	35,63 kN	81,12 kN	76,14 kN	71,70 kN

Tabela 4.44 - Reações máximas nos pilares devido as cargas gravitacionais no terceiro grupo

Forças e Momentos Máximos nos Pilares (Gravidade)				
	Modelo 9	Modelo 10	Modelo 11	Modelo 12
Força Axial	3634,45 kN	3443,27 kN	3601,49 kN	3472,18 kN
Força Cisalhante	61,08 kN	60,39 kN	57,31 kN	54,19 kN
Momento Fletor	77,17 kN.m	76,27 kN.m	75,05 kN.m	68,52 kN.m

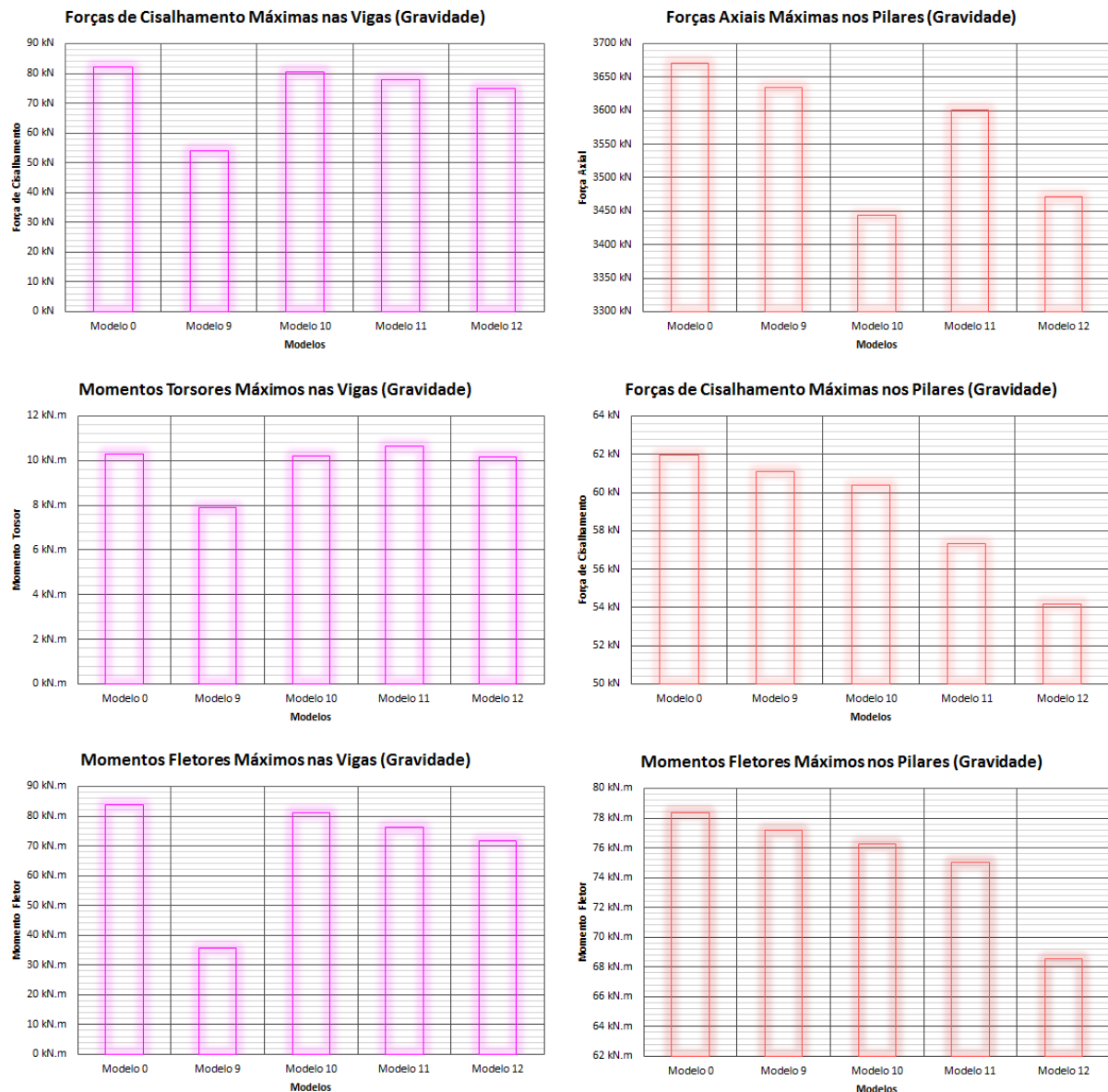


Figura 4.67 - Reações máximas nas vigas e nos pilares devido as cargas gravitacionais no terceiro grupo

Considerando os andares como um único elemento, pode-se notar a diferença de peso dos modelos no gráfico de forças verticais por andar, e o maiores momentos fletores por andar, que pertencem ao modelo 9.

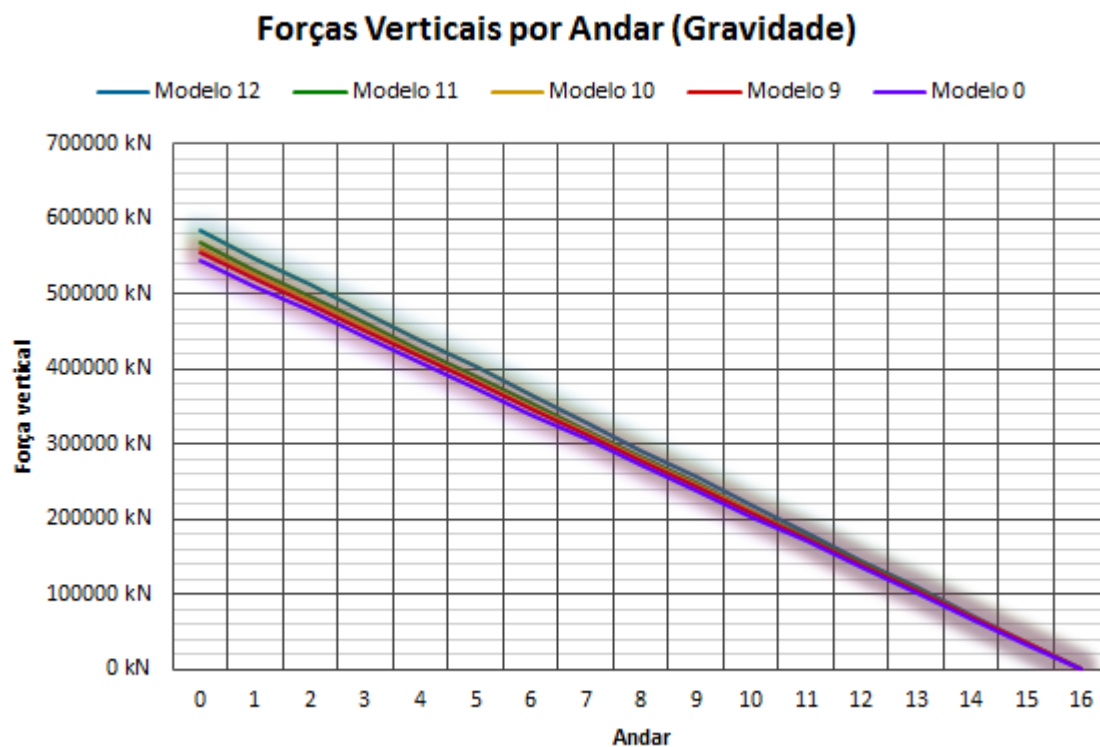


Figura 4.68 - Forças verticais por andar devido as cargas gravitacionais no terceiro grupo

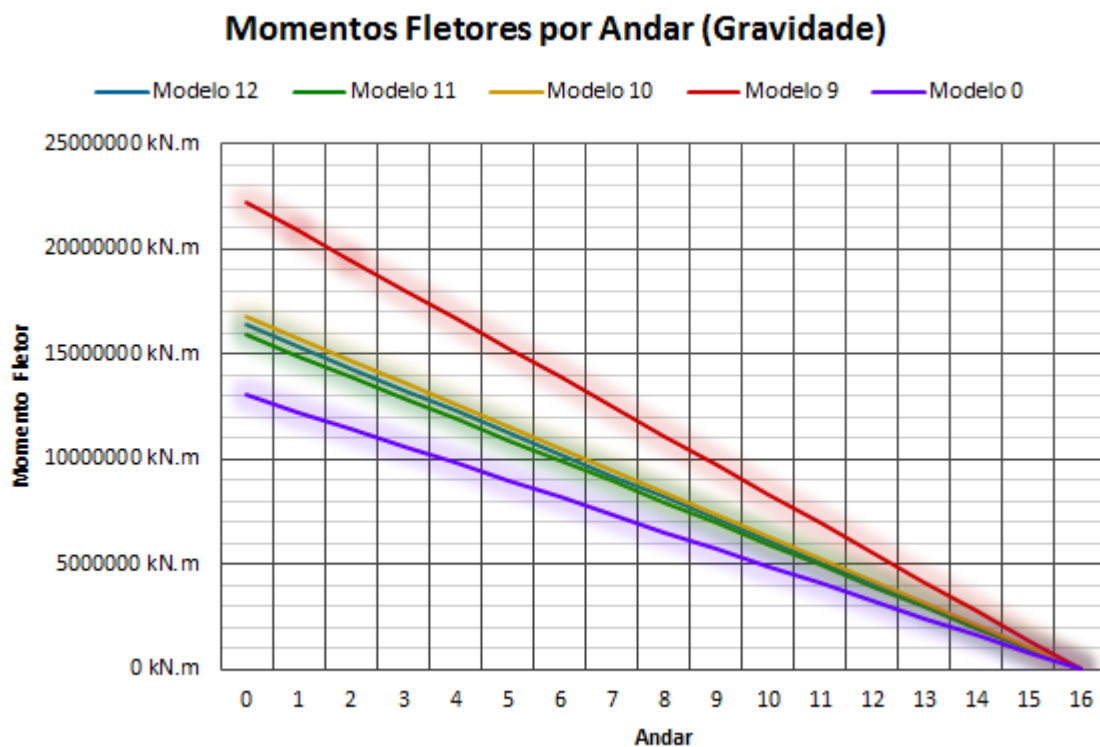


Figura 4.69 - Momentos fletores por andar devido as cargas gravitacionais no terceiro grupo

4.4.2. Ações Sísmicas

As forças horizontais e momentos fletores na base devido as atividades sísmicas crescem proporcionalmente ao peso total dos modelos, e os momentos torsores apresentam piores resultados para o modelo 9, enquanto os melhores resultados pertencem ao modelo principal.

Tabela 4.45 - Reações na base devido as atividades sísmicas no terceiro grupo

Reações na Base (Sismo)				
	Modelo 9	Modelo 10	Modelo 11	Modelo 12
Força Horizontal	131971 kN	134144 kN	137985 kN	148466 kN
Momento Fletor	3960994 kN.m	4023921 kN.m	4143376 kN.m	4470650 kN.m
Momento Torsor	5278852 kN.m	4024321 kN.m	3863580 kN.m	4157050 kN.m

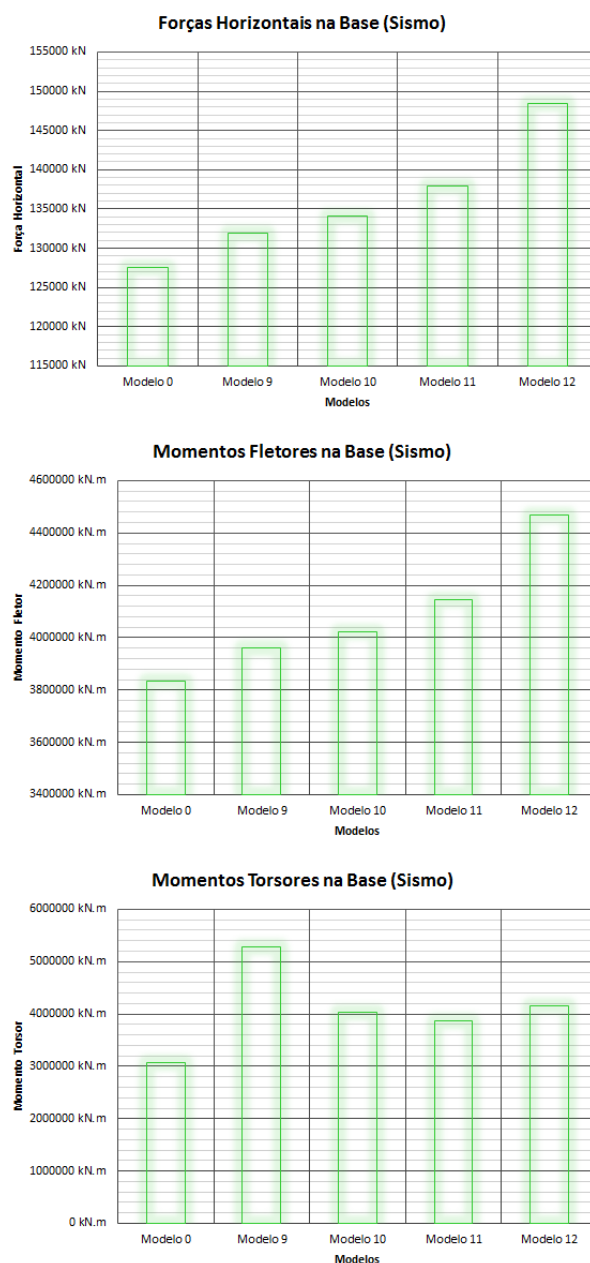


Figura 4.70 - Reações na base devido as atividades sísmicas no terceiro grupo

Os deslocamentos verticais e horizontais máximos observados apresentam melhores resultados para o modelo 12.

Tabela 4.46 - Deslocamentos máximos devido as atividades sísmicas no terceiro grupo

Deslocamentos Máximos (Sismo)				
	Modelo 9	Modelo 10	Modelo 11	Modelo 12
Vertical	7,4 mm	7,5 mm	7,2 mm	6,6 mm
Horizontal	189,3 mm	189,7 mm	187,9 mm	182,4 mm
Angular	0,0050 rad	0,0049 rad	0,0049 rad	0,0048 rad

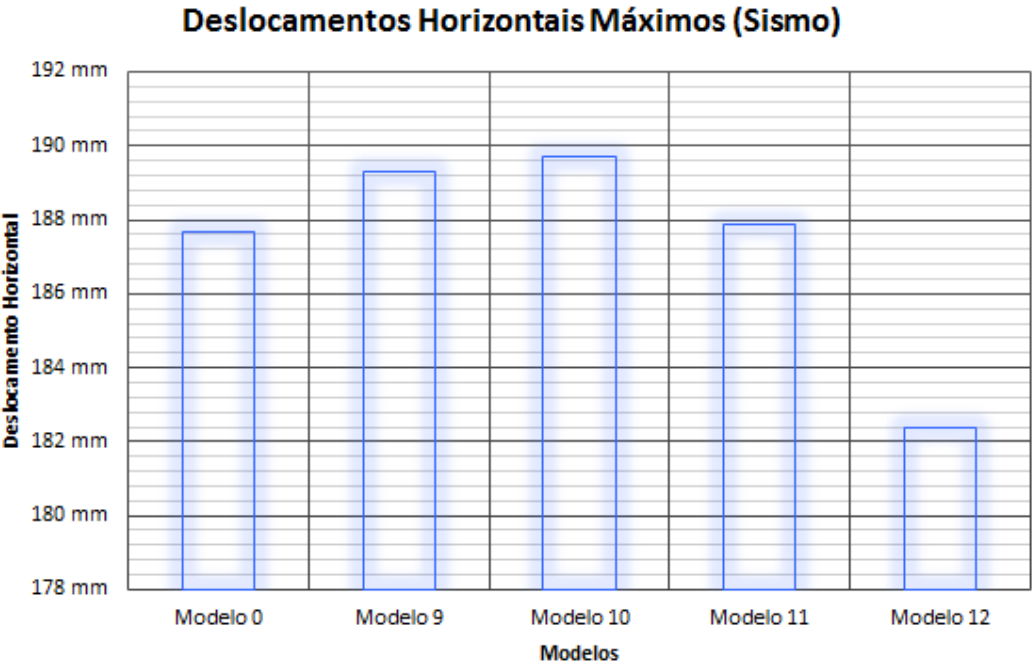
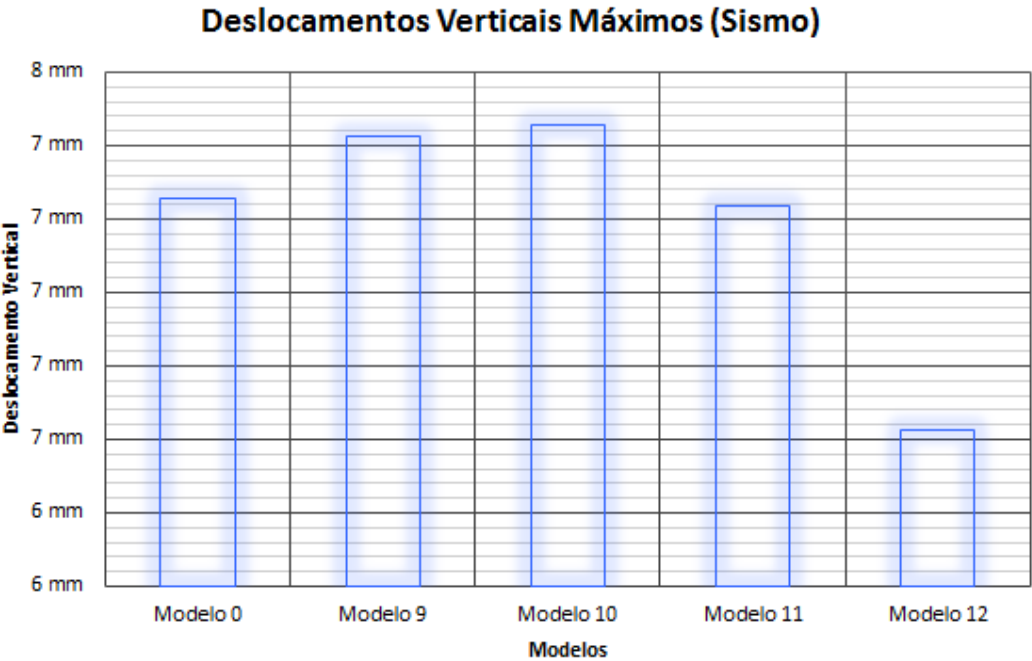


Figura 4.71 - Deslocamentos máximos devido as atividades sísmicas no terceiro grupo

Todas as reações máximas nas vigas e nos pilares apresentam os melhores resultados para o modelo 12.

Tabela 4.47 - Reações máximas nas vigas devido as atividades sísmicas no terceiro grupo

Forças e Momentos Máximos nas Vigas (Sismo)				
	Modelo 9	Modelo 10	Modelo 11	Modelo 12
Força Cisalhante	532,86 kN	529,74 kN	528,56 kN	519,05 kN
Momento Torsor	87,56 kN.m	87,07 kN.m	86,85 kN.m	84,35 kN.m
Momento Fletor	908,92 kN.m	902,45 kN.m	915,46 kN.m	895,98 kN.m

Tabela 4.48 - Reações máximas nos pilares devido as atividades sísmicas no terceiro grupo

Forças e Momentos Máximos nos Pilares (Sismo)				
	Modelo 9	Modelo 10	Modelo 11	Modelo 12
Força Axial	4932,13 kN	4925,22 kN	4830,14 kN	4470,62 kN
Força Cisalhante	803,72 kN	797,51 kN	793,09 kN	776,87 kN
Momento Fletor	1560,14 kN.m	1538,87 kN.m	1526,57 kN.m	1489,80 kN.m

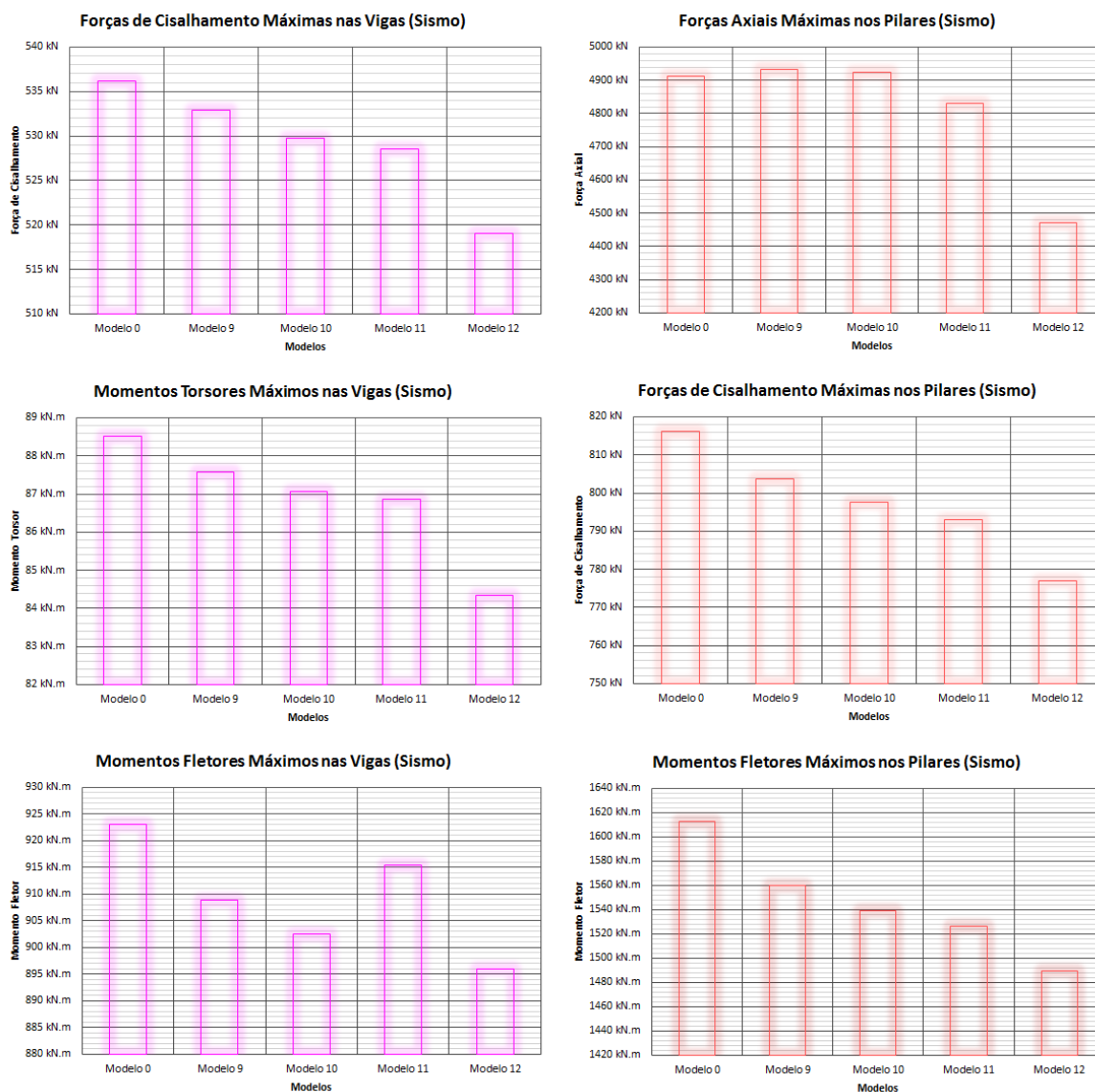


Figura 4.72 - Reações máximas nas vigas e nos pilares devido as atividades sísmicas no terceiro grupo

Considerando os andares como um único elemento, é observado também o aumento das forças horizontais e momentos fletores conforme o peso dos modelos aumenta.

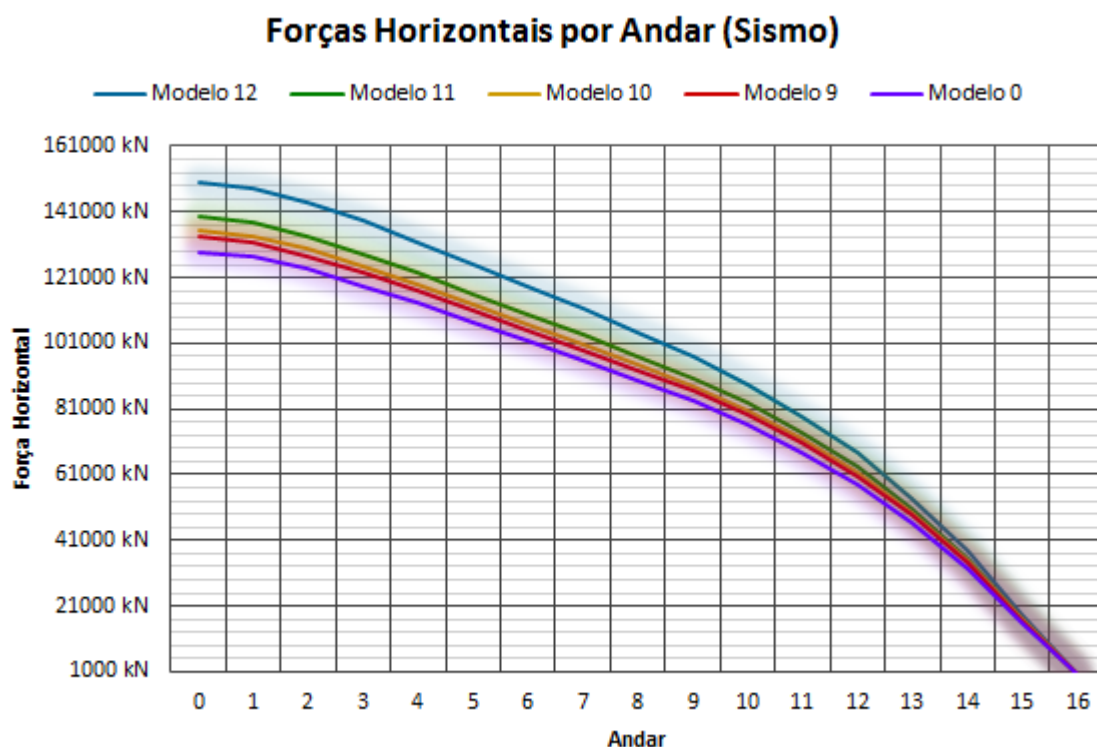


Figura 4.73 - Forças horizontais por andar devido as atividades sísmicas no terceiro grupo

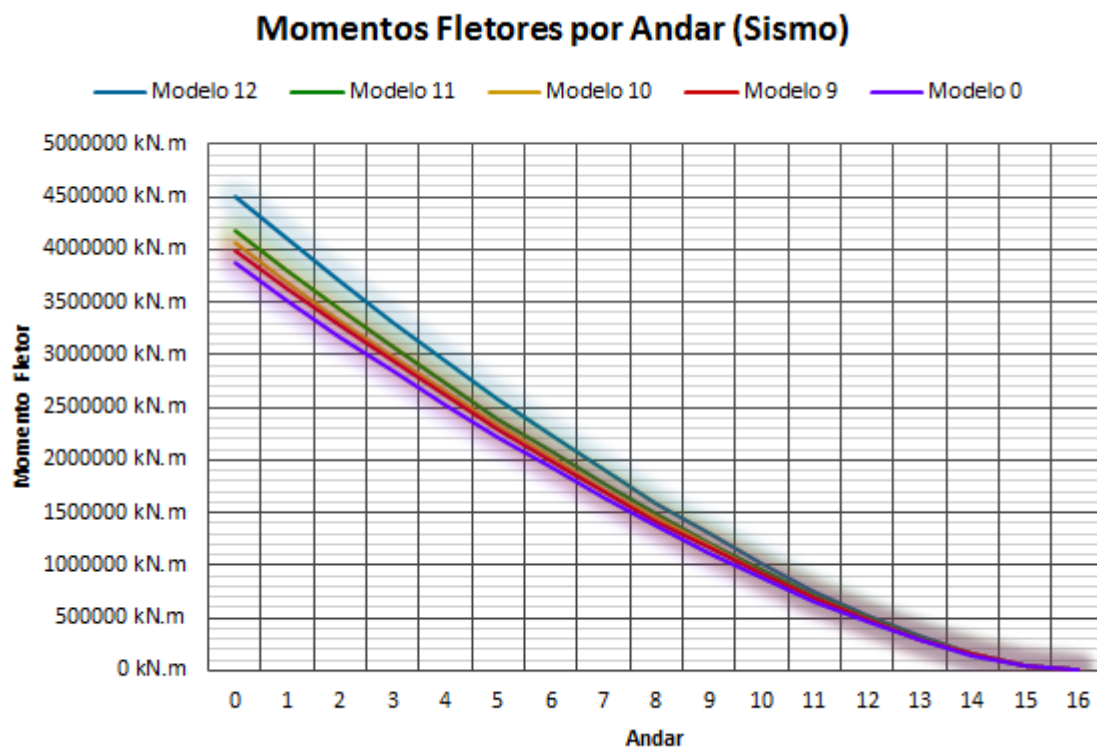


Figura 4.74 - Momentos fletores por andar devido as atividades sísmicas no terceiro grupo

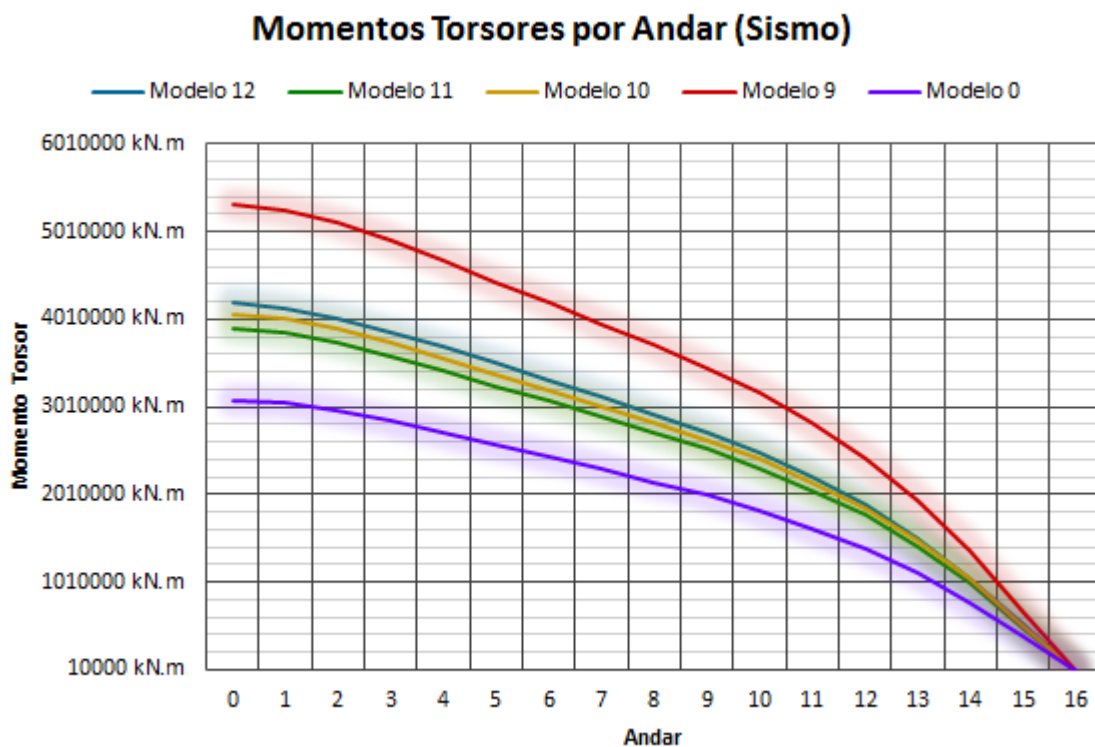


Figura 4.75 - Momentos torsores por andar devido as atividades sísmicas no terceiro grupo

Os deslocamentos horizontais devido a atividade sísmica do terceiro grupo apresentam resultados parecidos, sendo os melhores resultados pertencentes ao modelo 12 por uma pequena diferença. O deslocamento horizontal resultante no modelo 12 é de 182 milímetros no último andar e o pior resultado do modelo 9 é de 190 milímetros no último andar.

A mesma distribuição de área por andares configura uma situação aproximada de transmissão de esforços e consequentemente de deslocamentos resultantes desses esforços, sendo as diferenças demasiadas quanto ao momento de inércia de área pouco expressivos nos resultados obtidos para deslocamentos

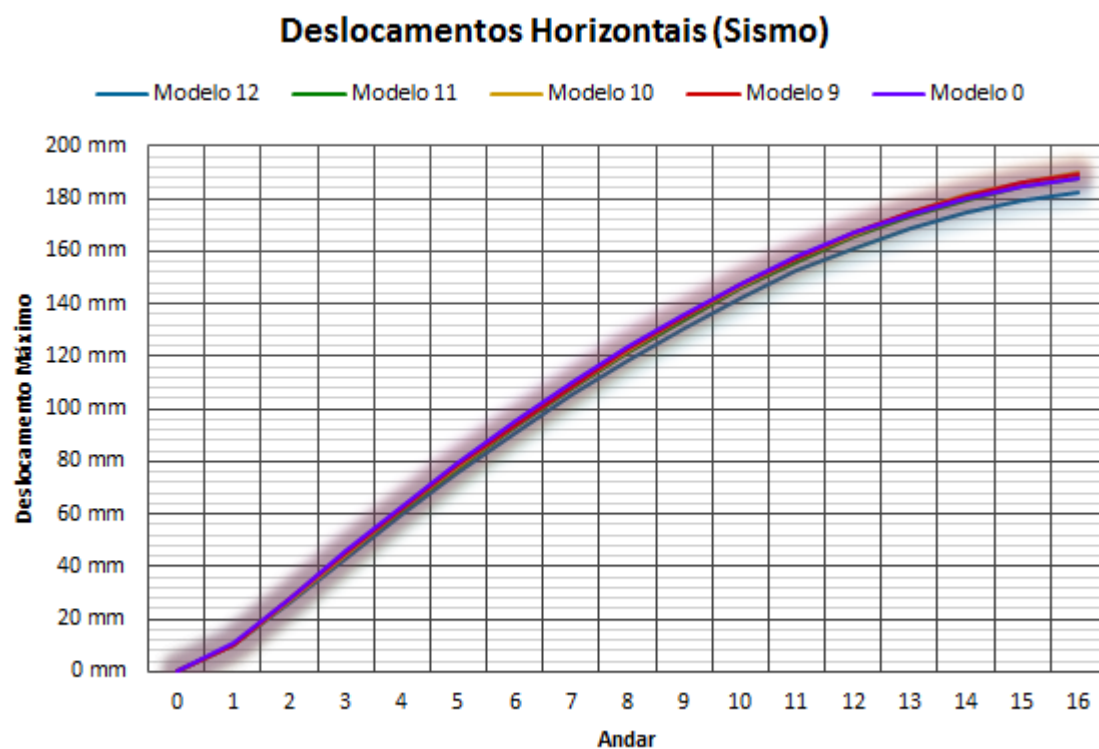


Figura 4.76 - Deslocamentos horizontais por andar devido as atividades sísmicas no terceiro grupo

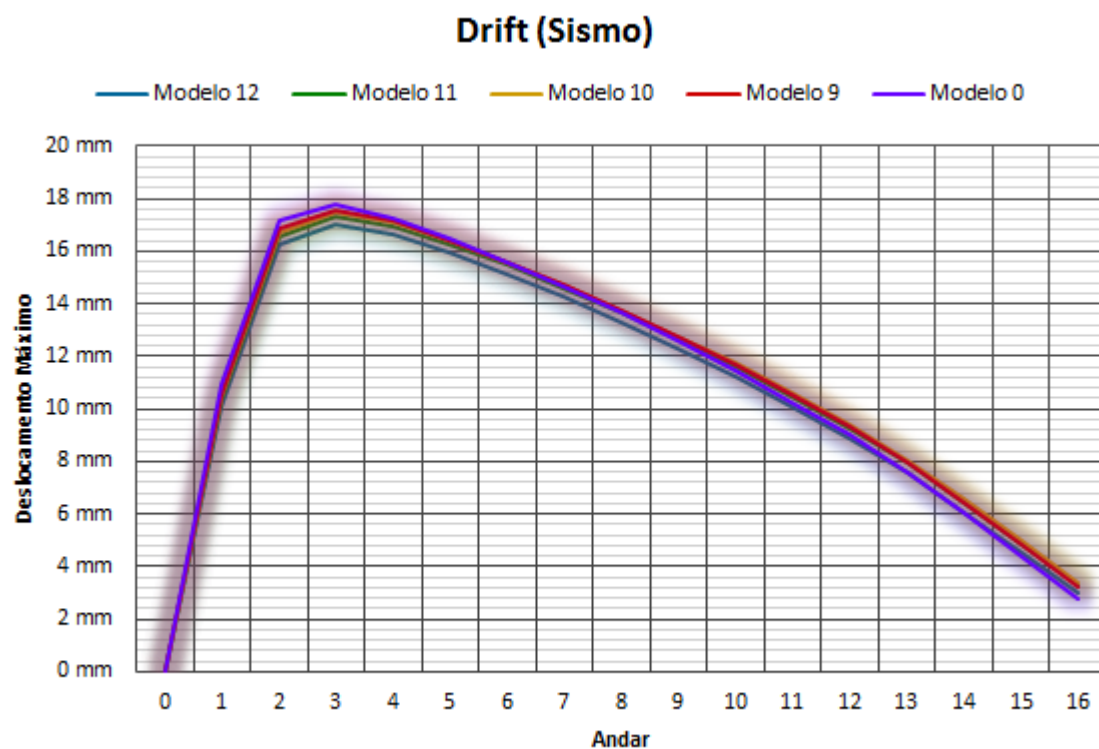


Figura 4.77 - Deslocamentos horizontais entre andares devido as atividades sísmicas no terceiro grupo

4.4.3. Ações do Vento

Os piores resultados nas reações na base devido ao vento pertencem ao modelo com maior área de contato com o vento, o modelo 9.

Tabela 4.49 - Reações na base devido ao vento no terceiro grupo

Reações na Base (Vento)				
	Modelo 9	Modelo 10	Modelo 11	Modelo 12
Força Horizontal	6382 kN	4786 kN	4467 kN	4467 kN
Momento Fletor	166780 kN.m	125085 kN.m	116746 kN.m	116746 kN.m
Momento Torsor	255278 kN.m	143594 kN.m	125086 kN.m	125086 kN.m

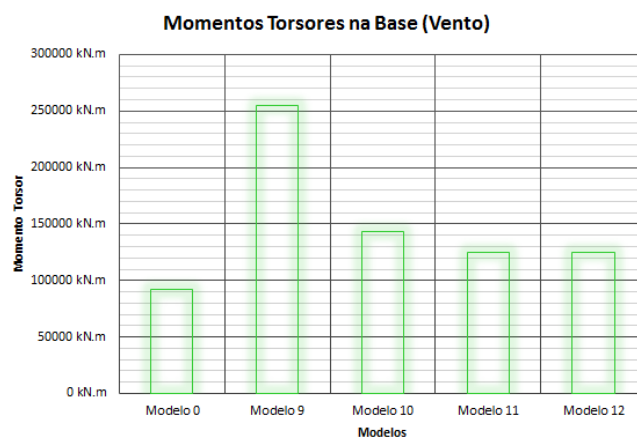
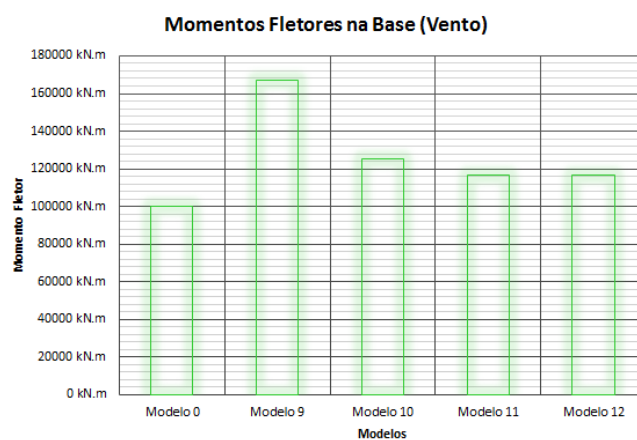
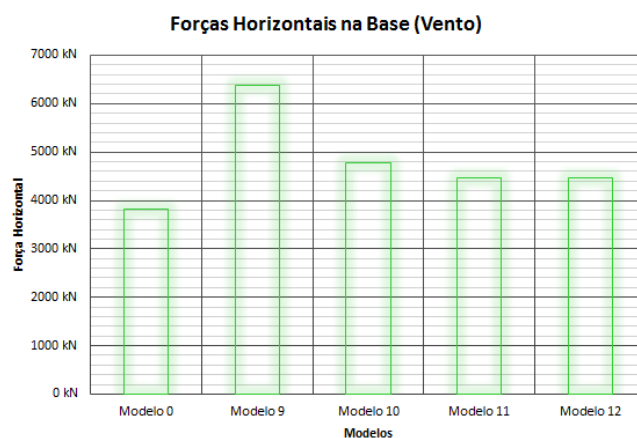


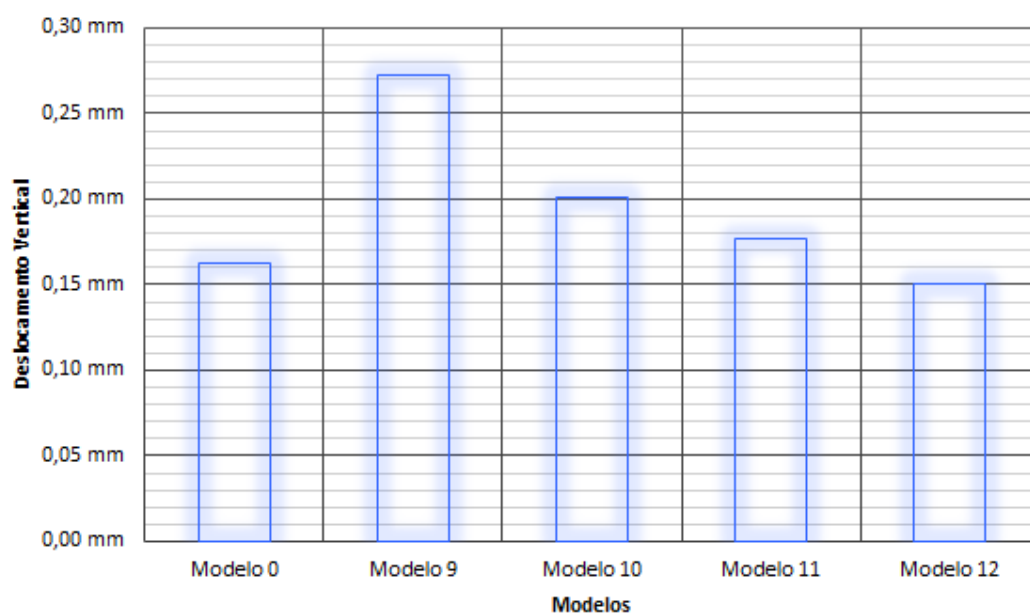
Figura 4.78 - Reações na base devido ao vento no terceiro grupo

Os piores resultados de deslocamentos máximos observados devido ao vento também pertencem ao modelo 9.

Tabela 4.50 - Deslocamentos máximos devido ao vento no terceiro grupo

Deslocamentos Máximos (Vento)				
	Modelo 9	Modelo 10	Modelo 11	Modelo 12
Vertical	0,272 mm	0,201 mm	0,177 mm	0,151 mm
Horizontal	7,836 mm	5,791 mm	5,201 mm	4,684 mm
Angular	0,00023 rad	0,00017 rad	0,00015 rad	0,00014 rad

Deslocamentos Verticais Máximos (Vento)



Deslocamentos Horizontais Máximos (Vento)

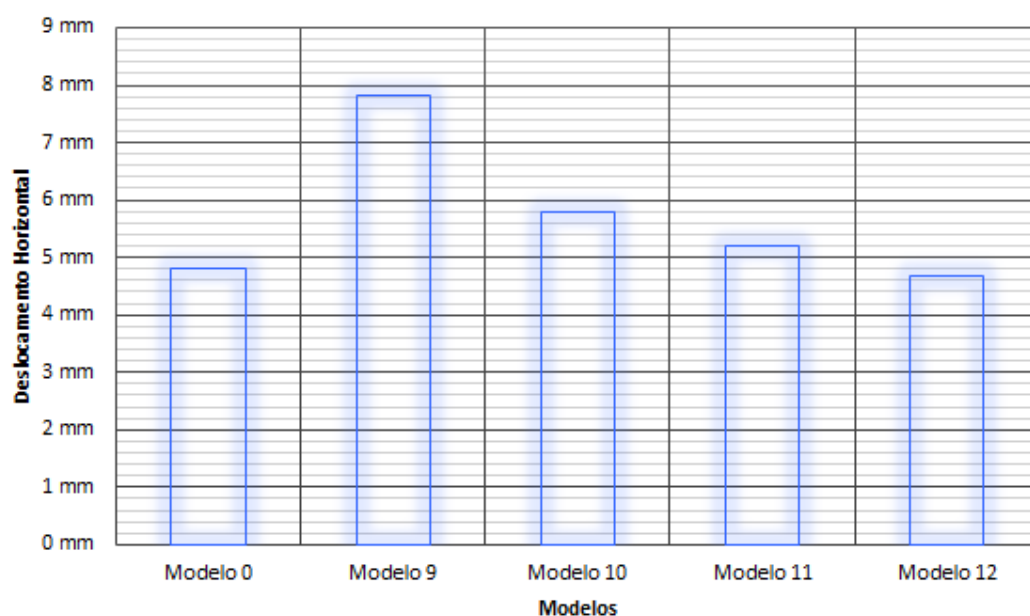


Figura 4.79 - Deslocamentos máximos devido ao vento no terceiro grupo

Os piores resultados das reações nas vigas e nos pilares devido ao vento pertencem ao modelo 9 e os melhores ao modelo 12.

Tabela 4.51 - Reações máximas nas vigas devido ao vento no terceiro grupo

Forças e Momentos Máximos nas Vigas (Vento)				
	Modelo 9	Modelo 10	Modelo 11	Modelo 12
Força Cisalhante	24,43 kN	17,85 kN	16,20 kN	14,73 kN
Momento Torsor	4,01 kN.m	2,94 kN.m	2,65 kN.m	2,40 kN.m
Momento Fletor	41,72 kN.m	30,56 kN.m	28,11 kN.m	25,55 kN.m

Tabela 4.52 - Reações máximas nos pilares devido ao vento no terceiro grupo

Forças e Momentos Máximos nos Pilares (Vento)				
	Modelo 9	Modelo 10	Modelo 11	Modelo 12
Força Axial	207,47 kN	152,85 kN	136,03 kN	117,08 kN
Força Cisalhante	37,32 kN	27,32 kN	24,65 kN	22,43 kN
Momento Fletor	74,84 kN.m	54,46 kN.m	49,01 kN.m	44,45 kN.m

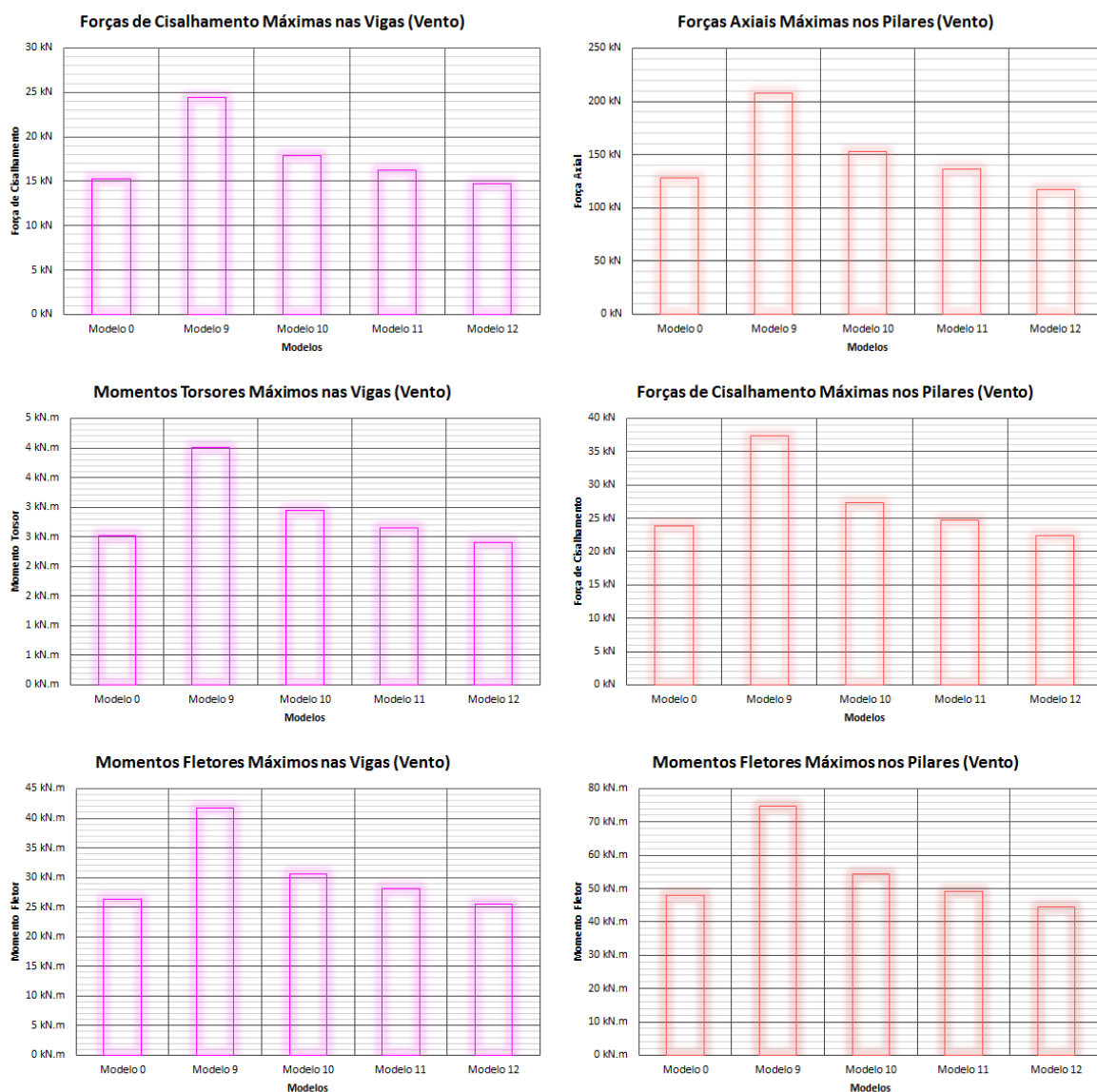


Figura 4.80 - Reações máximas nas vigas e nos pilares devido ao vento no terceiro grupo

Considerando os andares como um único elemento, podemos observar os piores resultados das reações por andar para o modelo 9 e os melhores para o modelo principal, enquanto o modelo 11 apresenta resultados quase idênticos ao modelo 12.

Enquanto o modelo principal possui um comprimento de contato no eixo ortogonal ao da aplicação das cargas de vento de 48 metros, o nono modelo possui um comprimento de 80 metros. Tamanha diferença é observada na transmissão de esforços para a estrutura, aonde o modelo 9 é notoriamente o menos eficiente e o que mais sofre com a ação do vento. Também é importante considerar a menor rigidez nas laterais de transmissão dos esforços do vento.

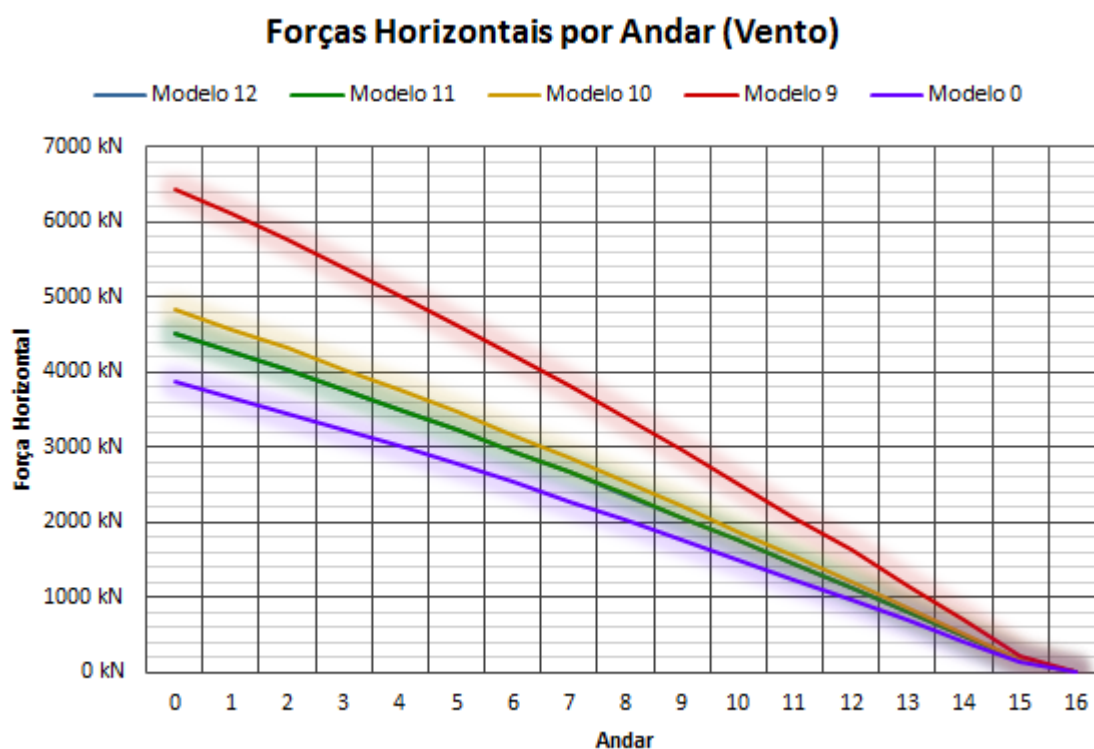


Figura 4.81 - Forças horizontais por andar devido ao vento no terceiro grupo

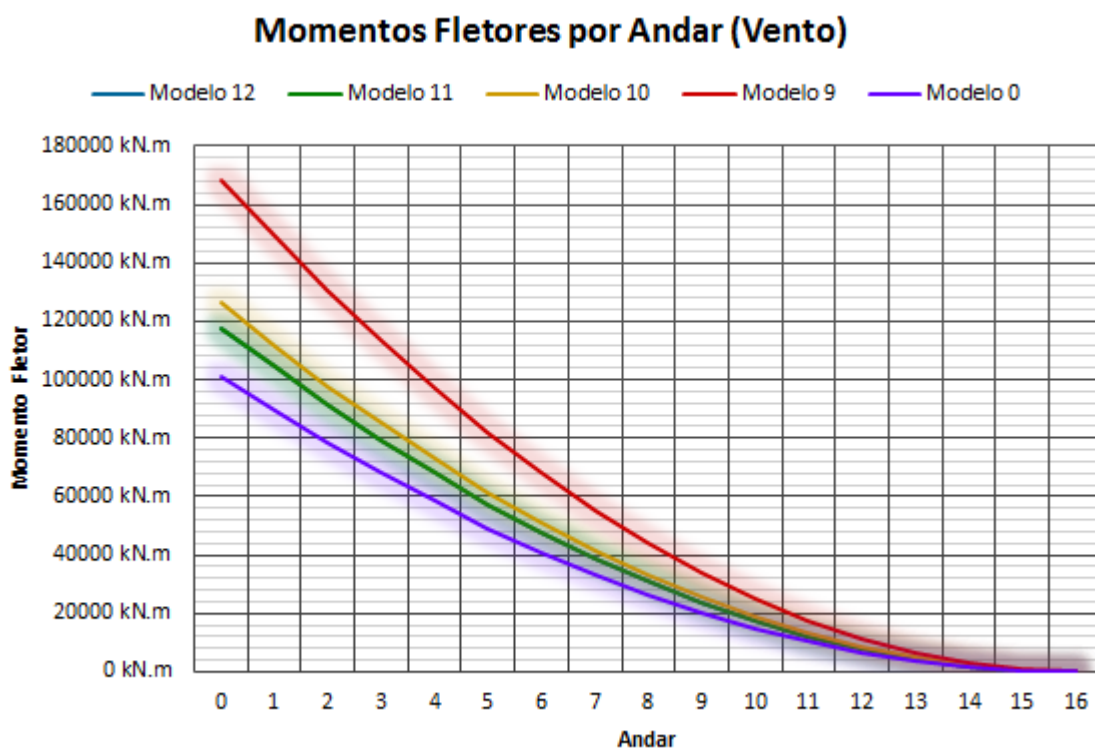


Figura 4.82 - Momentos fletores por andar devido ao vento no terceiro grupo

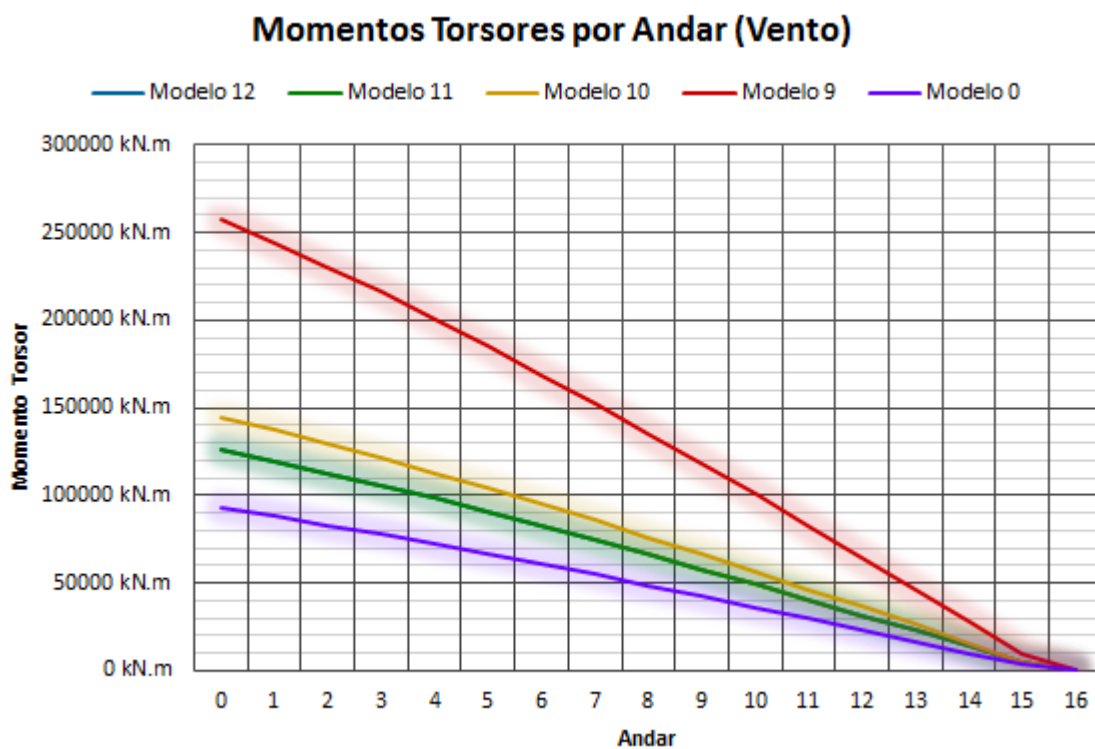


Figura 4.83 - Momentos torsores por andar devido ao vento no terceiro grupo

Deslocamentos horizontais por andar e entre andares apresentam melhores resultados no modelo 12 e piores resultados no modelo 9.

Deslocamentos Horizontais (Vento)

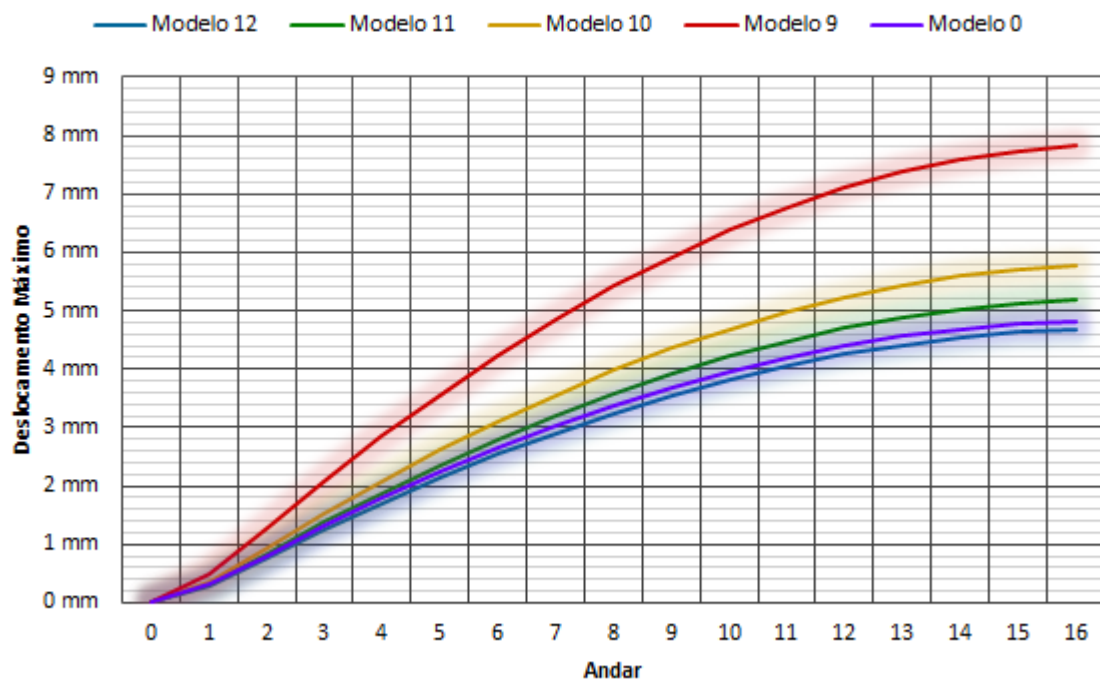


Figura 4.84 - Deslocamentos horizontais por andar devido ao vento no terceiro grupo

Drift (Vento)

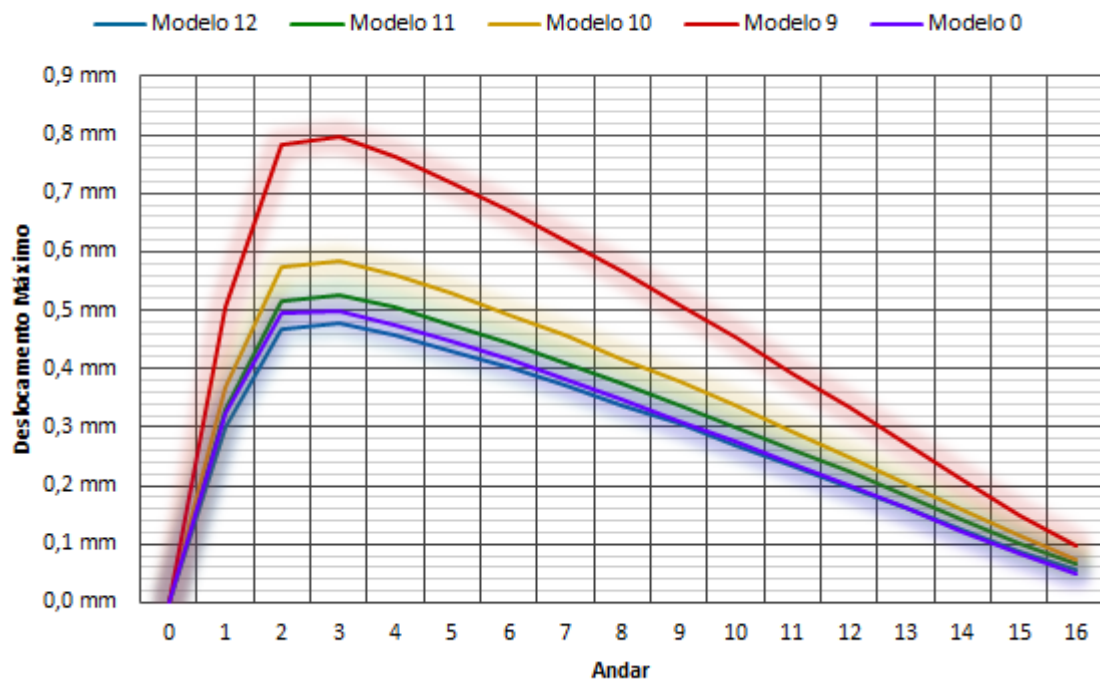


Figura 4.85 - Deslocamentos horizontais entre andares devido ao vento no terceiro grupo

4.5. Análise dos Resultados

Comparando-se a eficiência de cada modelo em relação ao modelo principal, temos em letras verdes os resultados mais eficientes para cada item de cada grupo e em letras vermelhas os menos eficientes.

Comparativo de Eficiência em Relação ao Modelo Principal													
Grupo		Primeiro				Segundo				Terceiro			
Modelo		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
Gravidade	Forças de Cisalhamento Máximas nas Vigas	61,4%	26,3%	-21,0%	-22,2%	-12,1%	-5,1%	-1,1%	11,8%	52,3%	2,1%	5,6%	9,6%
	Momentos Torsores Máximos nas Vigas	44,9%	21,8%	-20,8%	-22,9%	-10,9%	-4,3%	-0,6%	10,8%	30,2%	0,7%	-3,5%	1,2%
	Momentos Fletores Máximos nas Vigas	175,3%	54,0%	-31,8%	-33,8%	-19,8%	-9,2%	-2,8%	15,7%	135,1%	3,3%	10,0%	16,8%
	Forças Axiais Máximas nos Pilares	299,0%	77,7%	-52,6%	-70,4%	0,2%	1,3%	4,0%	10,3%	1,0%	6,6%	1,9%	5,7%
	Forças de Cisalhamento Máximas nos Pilares	108,0%	40,0%	-27,2%	-29,0%	-23,0%	-13,9%	-7,5%	11,7%	1,5%	2,6%	8,1%	14,4%
	Momentos Fletores Máximos nos Pilares	110,7%	40,9%	-29,4%	-31,6%	-20,6%	-11,6%	-5,1%	14,1%	1,5%	2,7%	4,4%	14,4%
	Forças Verticais na Base	1,6%	0,8%	-1,6%	-3,1%	0,1%	0,2%	0,3%	0,4%	-1,9%	-2,8%	-4,0%	-6,8%
	Deslocamento Máximo	1204,2%	201,0%	-78,0%	-92,0%	0,3%	1,6%	5,0%	13,6%	1,3%	8,2%	2,4%	6,3%
Sismo	Forças de Cisalhamento Máximas nas Vigas	75,0%	2,6%	0,1%	12,3%	14,8%	-0,5%	-19,2%	-27,8%	0,6%	1,2%	1,4%	3,3%
	Momentos Torsores Máximos nas Vigas	83,6%	4,6%	-0,6%	11,5%	19,4%	-1,3%	-15,0%	-24,1%	1,1%	1,7%	1,9%	4,9%
	Momentos Fletores Máximos nas Vigas	73,3%	2,6%	3,0%	15,4%	15,3%	-2,0%	-18,7%	-27,8%	1,6%	2,3%	0,8%	3,0%
	Forças Axiais Máximas nos Pilares	409,6%	56,4%	-43,1%	-57,7%	162,1%	211,3%	158,6%	150,4%	-0,4%	-0,3%	1,7%	9,9%
	Forças de Cisalhamento Máximas nos Pilares	52,6%	2,2%	2,5%	15,8%	18,3%	-7,5%	-18,7%	-28,8%	1,5%	2,3%	2,9%	5,0%
	Momentos Fletores Máximos nos Pilares	52,9%	0,3%	5,5%	23,6%	50,3%	18,3%	0,5%	-14,0%	3,4%	4,8%	5,7%	8,3%
	Forças Horizontais na Base	-60,7%	-42,4%	129,5%	370,7%	-12,6%	-24,3%	-27,5%	-31,0%	-3,3%	-4,9%	-7,5%	-14,1%
	Momentos Fletores na Base	35,9%	-4,1%	11,2%	51,3%	2,2%	1,0%	6,3%	8,9%	-3,2%	-4,7%	-7,4%	-14,2%
	Momentos Torsores na Base	-80,3%	-56,8%	244,3%	841,4%	-34,5%	-49,5%	-56,5%	-62,4%	-42,0%	-23,9%	-20,7%	-26,3%
	Deslocamento Máximo	551,1%	82,1%	-61,8%	-85,0%	12,5%	4,8%	-0,4%	-2,5%	-0,9%	-1,1%	-0,1%	2,9%
	Drift Máximo	82,7%	6,6%	-2,1%	-17,4%	29,1%	24,9%	5,9%	-1,4%	1,2%	1,8%	2,4%	4,6%
Vento	Forças de Cisalhamento Máximas nas Vigas	2344,1%	199,9%	-77,8%	-92,6%	43,9%	95,5%	70,9%	62,3%	-37,4%	-14,4%	-5,7%	3,8%
	Momentos Torsores Máximos nas Vigas	2474,8%	206,4%	-78,0%	-92,6%	56,5%	104,4%	77,6%	69,5%	-37,2%	-14,3%	-5,0%	5,0%
	Momentos Fletores Máximos nas Vigas	2312,1%	200,0%	-77,2%	-92,4%	45,0%	94,6%	71,7%	61,4%	-37,0%	-13,9%	-6,4%	2,9%
	Forças Axiais Máximas nos Pilares	9875,1%	364,7%	-88,1%	-97,7%	232,1%	325,9%	433,9%	443,0%	-38,1%	-16,0%	-5,7%	9,6%
	Forças de Cisalhamento Máximas nos Pilares	1691,0%	176,1%	-76,8%	-92,1%	51,9%	82,0%	69,6%	58,6%	-36,1%	-12,7%	-3,3%	6,3%
	Momentos Fletores Máximos nos Pilares	1817,1%	179,7%	-76,1%	-91,5%	77,5%	109,0%	119,5%	100,7%	-35,8%	-11,8%	-2,0%	8,1%
	Forças Horizontais na Base	372,7%	59,6%	-47,7%	-66,8%	3,2%	9,0%	15,0%	21,4%	-40,0%	-20,0%	-14,3%	-14,3%
	Momentos Fletores na Base	2155,4%	179,1%	-76,5%	-91,6%	14,3%	33,7%	53,0%	74,4%	-40,0%	-20,0%	-14,3%	-14,3%
	Momentos Torsores na Base	136,3%	19,7%	-21,5%	-33,6%	-22,6%	-27,3%	-31,0%	-33,8%	-64,0%	-36,0%	-26,5%	-26,5%
	Deslocamento Máximo	11388,1%	431,4%	-91,8%	-99,1%	32,4%	51,5%	57,5%	61,8%	-38,4%	-16,7%	-7,2%	3,0%
	Drift Máximo	3018,8%	200,6%	-78,7%	-95,0%	55,9%	107,9%	73,3%	62,5%	-37,3%	-14,6%	-5,1%	4,4%

Figura 4.86 - Comparativo de eficiência em relação ao modelo principal

Comparando-se a relevância entre as cargas aplicadas nos modelos, podemos perceber os maiores impactos causados por um tipo de carga em relação a outra em letras verdes e os menores impactos em letras vermelhas, separados em cada grupo para cada item, sendo as relevâncias referentes ao modelo principal separadas dos outros grupos.

Comparativo de Relevância entre Cargas														
Grupo		Principal	Primeiro				Segundo				Terceiro			
Modelo		0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
Sismo / Gravidade	Forças de Cisalhamento Máximas nas Vigas	553%	502%	704%	415%	352%	399%	522%	699%	911%	888%	558%	579%	593%
	Momentos Torsores Máximos nas Vigas	761%	580%	903%	586%	495%	542%	735%	907%	1158%	1008%	752%	715%	730%
	Momentos Fletores Máximos nas Vigas	1002%	1651%	1555%	629%	532%	666%	921%	1216%	1668%	2451%	1013%	1102%	1150%
	Forças Axiais Máximas nos Pilares	34%	5%	52%	11%	-6%	-49%	-56%	-46%	-41%	36%	43%	34%	29%
	Forças de Cisalhamento Máximas nos Pilares	1217%	1694%	1704%	834%	707%	757%	1127%	1399%	1967%	1216%	1221%	1284%	1334%
	Momentos Fletores Máximos nos Pilares	1958%	2736%	2791%	1278%	1039%	987%	1438%	1843%	2630%	1922%	1918%	1934%	2074%
	Forças na Base	-77%	-40%	-59%	-90%	-95%	-73%	-69%	-68%	-66%	-76%	-76%	-76%	-75%
	Deslocamento Máximo	2298%	4704%	3864%	1286%	1181%	2039%	2225%	2428%	2694%	2350%	2524%	2358%	2377%
Vento / Gravidade	Forças de Cisalhamento Máximas nas Vigas	-81,40%	-98,77%	-92,17%	-33,80%	94,65%	-88,64%	-90,98%	-89,23%	-87,19%	-54,72%	-77,83%	-79,18%	-80,35%
	Momentos Torsores Máximos nas Vigas	-75,51%	-98,62%	-90,27%	-11,76%	156,43%	-86,05%	-88,54%	-86,30%	-83,99%	-49,25%	-71,25%	-75,13%	-76,40%
	Momentos Fletores Máximos nas Vigas	-68,60%	-96,42%	-83,88%	-6,15%	172,64%	-82,64%	-85,35%	-82,24%	-77,49%	17,09%	-62,32%	-63,08%	-64,36%
	Forças Axiais Máximas nos Pilares	-96,50%	-99,86%	-98,66%	-86,03%	-55,81%	-98,95%	-99,17%	-99,32%	-99,29%	-94,29%	-95,56%	-96,22%	-96,63%
	Forças de Cisalhamento Máximas nos Pilares	-61,52%	-95,53%	-80,49%	20,87%	247,22%	-80,51%	-81,79%	-79,01%	-72,90%	-38,90%	-54,75%	-56,99%	-58,61%
	Momentos Fletores Máximos nos Pilares	-38,69%	-93,26%	-69,11%	81,18%	395,56%	-72,57%	-74,07%	-73,50%	-65,15%	-3,02%	-28,60%	-34,70%	-35,14%
	Forças na Base	-99,30%	-99,85%	-99,56%	-98,68%	-97,95%	-99,32%	-99,35%	-99,39%	-99,42%	-98,85%	-99,15%	-99,21%	-99,24%
	Deslocamento Máximo	-38,34%	-93,00%	-65,08%	66,59%	469,46%	-53,30%	-58,65%	-58,91%	-56,71%	1,40%	-19,89%	-31,94%	-36,38%
Sismo / Vento	Forças de Cisalhamento Máximas nas Vigas	3409%	48919%	10162%	677%	132%	4298%	6796%	7317%	7790%	2082%	2868%	3163%	3425%
	Momentos Torsores Máximos nas Vigas	3415%	49213%	10203%	677%	132%	4505%	7179%	7248%	7755%	2084%	2864%	3175%	3417%
	Momentos Fletores Máximos nas Vigas	3410%	48758%	10166%	677%	132%	4313%	6873%	7311%	7751%	2079%	2853%	3157%	3406%
	Forças Axiais Máximas nos Pilares	3728%	74839%	11271%	697%	112%	4752%	5138%	7803%	8202%	2277%	3122%	3451%	3718%
	Forças de Cisalhamento Máximas nos Pilares	3322%	40057%	9146%	673%	132%	4296%	6637%	7042%	7528%	2054%	2819%	3118%	3363%
	Momentos Fletores Máximos nos Pilares	3257%	41989%	9259%	660%	130%	3864%	5831%	7231%	7733%	1985%	2726%	3015%	3252%
	Forças Horizontais na Base	3232%	39936%	9130%	660%	135%	3834%	4695%	5189%	5761%	1968%	2703%	2989%	3223%
	Momentos Fletores na Base	3733%	63517%	11053%	710%	113%	4188%	4972%	5415%	6038%	2275%	3117%	3449%	3729%
	Momentos Torsores na Base	3232%	39936%	9130%	660%	135%	3834%	4695%	5189%	5761%	1968%	2703%	2989%	3223%
	Deslocamento Máximo	3789%	68526%	11252%	732%	125%	4479%	5523%	6052%	6355%	2316%	3176%	3512%	3793%
	Drift Máximo	3460%	66304%	10869%	748%	137%	4597%	6376%	6262%	6312%	2310%	3166%	3502%	3783%

Figura 4.87 - Comparativo de relevância entre cargas aplicadas

5. Conclusão

A compreensão da contribuição do formato dos edifícios para sua eficiência estrutural é um conhecimento auxiliar para projetos mais eficientes e fundamental para desenvolvimento de prédios altos. A diferença de desempenho para modelos com o mesmo volume e aproximadamente o mesmo peso é notável, principalmente quando a diferença de volume é disposta em diferenças de altura na aplicação de cargas laterais.

É observado em geral o melhor desempenho tanto para cargas gravitacionais quanto para cargas laterais no primeiro modelo com altura de 12 metros, concluindo-se que o impacto provocado pela altura na eficiência estrutural é intenso e maior quando comparado aos modelos mais altos analisados com diferenças de formato geométrico da área e diferença entre a relação da área da base com a área do topo. As maiores diferenças de eficiência estrutural em modelos com variações de altura do primeiro grupo foram notadas no deslocamento máximo. As cargas devido ao vento causam maiores perdas de eficiência com o aumento da altura de um edifício em relação as cargas sísmicas e gravitacionais.

Os gráficos referentes as forças aplicadas por cargas laterais mostram a diferença entre cargas de sismos e de vento, aonde as cargas de sismos que são transmitidas do solo para o edifício mostram-se maiores nos edifícios com maior área de contato com o solo, enquanto as cargas devido ao vento mostram-se maiores nos edifícios com maior área lateral de contato e nos mais altos por causa do gradiente de vento. O impacto causado pelas cargas sísmicas é maior do que as cargas gravitacionais e as cargas devido ao vento em edifícios com maior relação entre área da base pela área do topo.

Analisando separadamente o segundo grupo, é observado melhor desempenho em edifícios com maiores relações entre área da base por área do topo em relação na aplicação de cargas gravitacionais. Já na análise de cargas laterais, considerando a falta de uniformidade de distribuição das áreas dos andares ao longo do modelo para cumprimento da regra de volume igual, os resultados não apresentam padrões definidos e os dados mostram-se inconsistentes para adoção de conclusões precisas. Na análise de atividades sísmicas, nota-se melhores

resultados para o quinto modelo, e na análise de cargas devido ao vento, é notado uma melhora de resultados conforme a relação entre área da base por área do topo aumenta, porém, o melhor deslocamento entre andares e outros resultados pertencem ao sexto modelo.

No terceiro grupo, o décimo segundo modelo apresenta melhores resultados na aplicação de cargas laterais, porém, a diferença de peso de 13,9% é demasiada em relação aos outros modelos, sendo necessário avaliar o custo benefício e a possibilidade de compensação do peso no aumento de elementos estruturais nos modelos com peso inferior para superar esse melhor desempenho atingido. Na aplicação de cargas devido ao vento, nota-se o pior desempenho do nono modelo, referente a maior área de contato com o vento e a baixa rigidez das áreas de contatos laterais. O efeito do vento no nono modelo é bem maior do que o efeito causado pelos sismos e pela gravidade.

A análise do efeito P-Delta apresenta resultados relevantes apenas para o primeiro grupo aonde a diferença de deslocamento horizontal é grande entre os modelos. Para a altura igual dos modelos, a porcentagem de contribuição é aproximadamente a mesma. Observa-se uma maior influência do P-Delta na aplicação de cargas devido ao vento, aonde no modelo de 64 andares, a influência é aproximadamente o dobro quando comparada a influência provocada pelas atividades sísmicas. Nas forças e momentos por andar das atividades sísmicas, percebe-se a maior influência do P-Delta perto da base, enquanto nas forças e momentos por andar devido ao vento, a influência do P-Delta mostra-se praticamente uniforme ao longo dos andares, com um leve decrescimento, e uma maior influência para os andares do topo, chegando a 11,38% de influência no quarto modelo. A contribuição do efeito P-Delta ao longo da relação entre altura e comprimento dos modelos mostra resultados bem próximos entre os elementos estruturais e deslocamentos para cargas devido ao vento, enquanto para as cargas sísmicas, a correlação é baixa, observando-se uma maior contribuição nas forças axiais nos pilares.

Pode-se afirmar que os objetivos propostos pelo trabalho foram alcançados, estabelecendo a influência que o formato dos edifícios proporciona em sua eficiência estrutural. Os dados obtidos devido a metodologia adotada e consequentemente aos modelos propostos mostram relações estatísticas entre diferentes formatos.

Algumas alterações de metodologia e acréscimo de análises podem ser efetuadas para aprofundamento do estudo comparativo deste trabalho. Segue uma lista de sugestões para trabalhos futuros:

- Análise comparativa de modelos com o mesmo peso;
- Comparação do efeito P-Delta com o incremento de andares em modelos de áreas iguais;
- Análise da diferença de desempenho de um modelo em sistema tubular com núcleo e perímetros rígidos e um modelo básico;
- Comparação entre modelos com grades diagonais;
- Comparação entre os resultados de análises não-lineares e lineares em modelos altos;
- Análise da porcentagem de influência de flambagem em modelos com efeito P-Delta e sem efeito P-Delta;
- Formulação de equações e gráficos comparativos para deslocamentos causados por diferentes cargas laterais.

6. Referências

American Society of Civil Engineers, ASCE 7-10. *Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures*. Estados Unidos, 2010.

Associação Brasileira de Normas Técnicas, NBR 15421. *Projeto de Estruturas Resistentes a Sismos – Procedimento*. Brasil, 2006.

Associação Brasileira de Normas Técnicas, NBR 6123. *Forças Devidas ao Vento em Edificações*. Brasil, 1988.

Betz, H. D.; Schumann, U.; Laroche, P. *Lightning: Principles, Instruments and Applications* Springer. [S.l.] pp. 202–203. ISBN 978-1-4020-9078-3. Alemanha, 2009.

Bolt, B.A. *Earthquakes and Geological Discovery*. Scientific American. Nova York, 1993.

Chapman, A. *England's Leonardo: Robert Hooke and the Seventeenth Century's Scientific Revolution*. CRC Press. ISBN 0-7503-0987-3. Inglaterra, 2005.

Chavez, J.; Khemici, O.; Khater, M.; Keshishian, P. *Building Codes and Relative Seismic Vulnerability in Latin American Countries*. Lisboa: 15 WCEE, 2012.

Computer and Structures, Inc. *ETABS® Watch and Learn*. Disponível em <https://www.csiamerica.com/products/etabs/watch-and-learn>. California, 2015.

Computer and Structures, Inc. *Technical Knowledge Base*. Disponível em <https://wiki.csiamerica.com>. California, 2016.

Computer and Structures, Inc. *User's Guide ETABS® 2015 Integrated Building Design Software*. California, 2015.

Courant, R. *Variational methods for the solution of problems of equilibrium and vibrations*. Bulletin of the American Mathematical Society 49: 1–23. doi:10.1090/s0002-9904-1943-07818-4. Estados Unidos, 1943.

Crocker, D. *Dictionary of Aeronautical*. p. 104. ISBN 9781579582012. Nova York: Fitzroy Dearborn, 1999.

Deierlein, G. G.; Reinhorn, A. M.; Willford, M. R. *Nonlinear Structural Analysis*

for Seismic Design, NEHRP Seismic Design Technical Brief No. 4., NIST GCR 10-917-5. Gaithersburg, MD: National Institute of Standards and Technology, 2010.

Departamento de Defesa dos Estados Unidos. *Structural Engineering design document*. Unified Facilities Criteria 3-301-01. Estados Unidos, 2014.

Deshpande, R. D.; Sadanand, M. P.; Ratan, S. *Analysis and Comparison of Diagrid and Conventional Structural System*. Índia, 2015.

El-Leithy, N. F.; Hussein, M. M.; Attia, W. A. *Comparative Study of Structural Systems for Tall Buildings*. Cairo University. Egito, 2011.

Ellingwood, B. *Wind and snow load statistics for probabilistic design*. J. Struct. Div., 107(7), 1345–1350. Estados Unidos, 1981.

Ellingwood, B.; MacGregor, J. G.; Galambos, T. V.; Cornell, C. A. *Probability based load criteria: Load factors and load combinations*. J. Struct. Div., 108(5), 978–997. Estados Unidos, 1982.

Estêvão, J. M. C. *Efeitos geológicos locais*. Instituto Superior de Engenharia da Universidade do Algarve. Portugal, 2011.

Figueira, C. V.; Langaro, E. A.; Praniewski, J. G.; Colombo, J. A. A.; Sanzovo, N. “Efeitos Causados por um Terremoto em um Prédio”. Brasil, 2009.

Grazulis, T. P. *The tornado*. University of Oklahoma Press [S.l.] pp. 126–127. ISBN 978-0-8061-3258-7. Estados Unidos, 2001.

Gu, W. *Trends and Innovations in High-Rise Buildings Over the Past Decade*. University of Illinois. Estados Unidos, 2015.

Guerreiro, L. *Revisões de Análise Modal e Análise Sísmica por Espectro de Respostas*. Apontamentos da disciplina de dinâmica e engenharia sísmica. Mestrado em Engenharia de Estruturas. Instituto Superior Técnico. Portugal, 1999.

Guleria, A. *Structural Analysis of a Multi-Storeyed Building Using ETABS for Different Plan Configurations*. Sundernagar, Índia, 2014.

Gupta, A. K.; Moss, P. J. *Guidelines for Design of Low-Rise Buildings Subjected to Lateral Forces*. Boca Raton: CRC Press. p. 49. ISBN 0-8493-8969-0, 1993.

Hu, K.; Yang, Y.; Mu, S.; Qi, G. *Study on High-rise Structure with Oblique Columns by ETABS, SAP2000, MIDAS/GEN and SATWE*. China, 2012.

Jani, K; Patel, P. V. *Analysis and Design of Diagrid Structural System for High Rise Steel Buildings*. Índia, 2013.

Matos, T.A.; Silva, D.V.; Leal, E. R.; Nakazato, R. Y. *Procedimentos Teóricos para Análise Sísmica em Edificações*. São Paulo, 2011.

Menon, N. V.; Nogueira, R. S. *Análise Incremental em Pórticos de Edifícios Altos em Concreto Armado*. Brasil, 2015.

Newman, A. *Metal Building Systems: Design and Specifications*. Segunda Edição. ISBN-13: 978-0071402019. Estados Unidos, 2003.

Nussenzveig, H. M. *Curso de Física Básica – Mecânica*. Terceira Edição. Editora Edgard Blucher. São Paulo, 2000.

Oo, N. T. T.; Tun, K. T. *Stability Analysis of a L-Shaped Building with Mat Foundation Under Soil-Structure Interaction Approach*. Mandalay, 2014.

Panchal, N. B.; Patel, V. R. *Diagrid Structural System: Strategies to Reduce Lateral Forces on High-Rise Buildings*. Gujarat, 2014.

Patil, S; Kalwane, U. *Shear Lag in Tube Structures*. Índia. 2015

Peña, L. A.; Carvalho, G. N. D. *Influence of the concrete structural configuration in the seismic response*. Universidade de Brasília, 2015.

Powell, G. H. *Modeling for Structural Analysis: Behavior and Basics*. Primeira Edição. Berkeley, CA: Computers and Structures, Inc, 2010.

Pravia, Z. M. C.; Reis, E. *Análise Sísmica de um Edifício de Múltiplos Andares em Aço*. Brasil, 2012.

Pressler, M. W. *More earthquakes than usual? Not really*. KidsPost (Washington Post: Washington Post). pp. C10, 2010.

Ramu, P.; Hussain, A. M.; Kumar, B. T. *Design and Analysis of Precast Load Bearing Walls for Multi Storey Building Using ETABS*. Índia, 2014.

Reddy, J. N. *An Introduction to the Finite Element Method*. Terceira Edição.

McGraw-Hill. ISBN 978007127618. Estados Unidos, 2006.

Rodrigues, R. M. R. *Geração de Acelerogramas Sísmicos Artificiais Compatíveis com um Espectro de Resposta*. Rio de Janeiro, 2012.

Rossi, D. F.; Ferreira, W. G.; Camargo, R. S.; Providência, P.; Ferreira, I. B. *A integral de Duhamel e sua importância no ensino de vibrações estruturais*. Brasil, 2011.

Santos, D. C.; Pravia, Z. M. C. *Ações dinâmicas produzidas pelo vento no projeto de estruturas de aço*. Brasil, 2014.

Serviço Geológico dos Estados Unidos. *Worldwide Seismic Design Tool (Beta)*. Disponível em <http://geohazards.usgs.gov/designmaps/ww>. Estados Unidos, 2016.

Shin, M.; Kang, T. H. K.; Pimentel, B. *Towards optimal design of high-rise building tube systems*. Nova York, 2012.

Souza L. S.; Santos, S. H. C. *Análise dinâmica das estruturas*. Editora Ciência Moderna Ltda. Rio de Janeiro, 2008.

Sujatha, T.; Prasad, V.; Supriya, J. *Optimum Location of a Shear Wall in High Rise U-Shape Building*. Índia, 2014.

Sultan, M. R. e Peera, D. G. *Dynamic Analysis of Multi-Storey Building for Different Shapes*. Anantapur, Índia, 2015.

Tominaga, Y.; Mochida, A.; Yoshie, R.; Kataoka, H.; Nozu, T.; Yoshikawa, M.; Shirasawa, T. *AJG guidelines for practical applications of CFD to pedestrian wind environment around buildings*. Japão, 2008.

Turk, J.; Thompson, G. R. *Introduction to Physical Geology*. Segunda Edição. ISBN-13: 978-0030243486. Estados Unidos, 1997.

Vasconcelos, A. C.; Giammusso, S. E. *O misterioso módulo de elasticidade*. Biblioteca Digital TQS. Brasil, 2009.

Zill, D. G. *Equações Diferenciais com Aplicações em Modelagem*. Editora Thomson Pioneira. São Paulo, 2003.